

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle



Dirigé par

M_m : HADDAD.K

Présenté par

Mlle: ROUAINIA SOUHILA

Mlle: NAAMI ILHAM

Année universitaire : 2020/2021

Sommaire

❖ Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments	
III-1- L'acrotère.....	24
III-2- Le balcon	34
III-3- Les escaliers.....	43
III-4- La poutre palière	78
III-- Les planchers	86
Chapitre IV : Modélisation de la structure	101
Chapitre V : Vérification des conditions du RPA	123
Chapitre VI: Ferrailage de la structure	
VI-1- Ferrailage des poutres	135
VI-2- Ferrailage des poteaux	146
VI-3- Ferrailage des voiles	155
Chapitre VII: Etude de l'infrastructure	161
Conclusion	
Bibliographie	

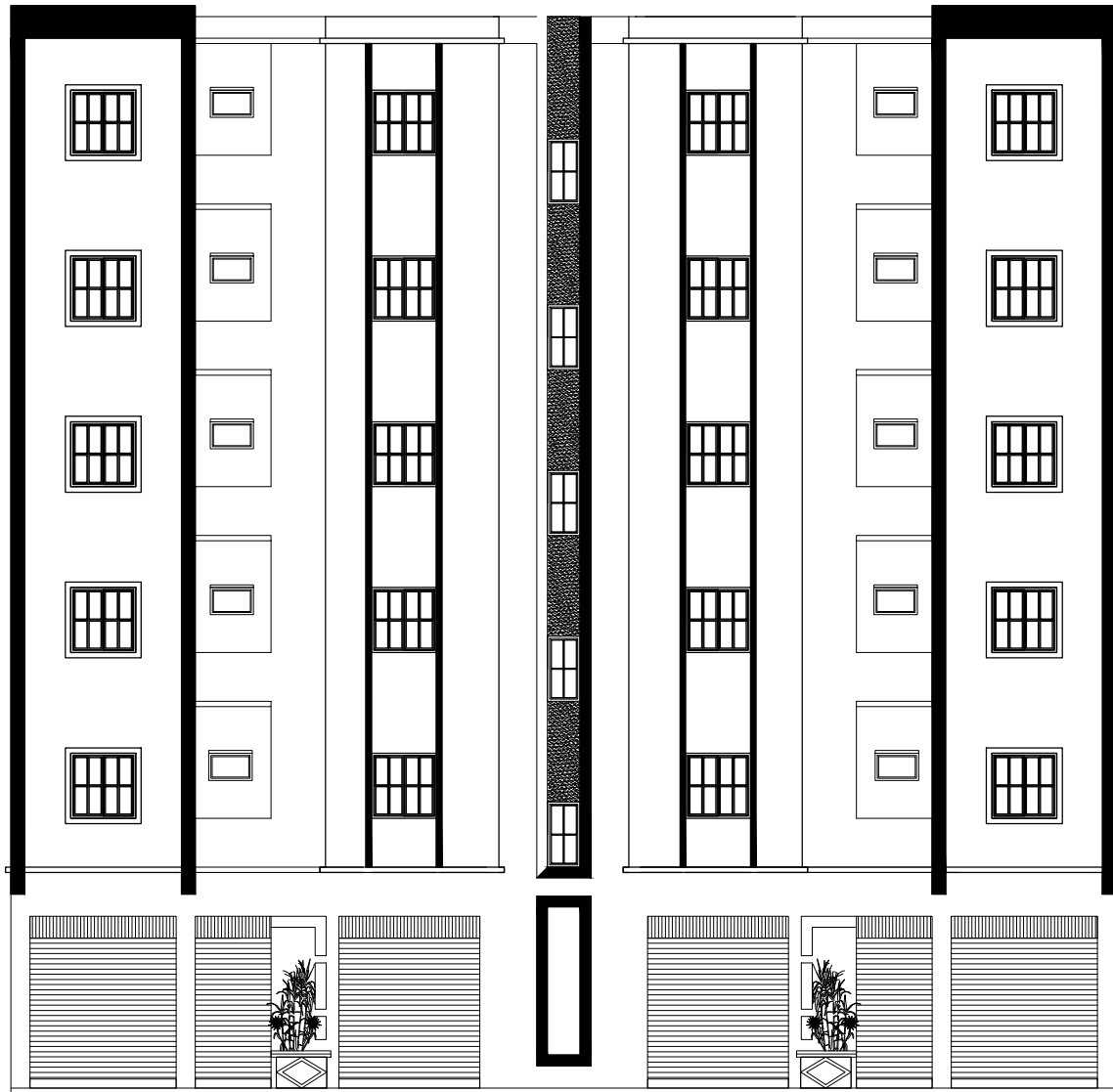
liste des figures

Figure. I.1: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU	5
Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS).....	6
Figure I.4 : Diagramme des contraintes- déformations	9
Figure .II.1 : Section des poutres	13
Figure II.2: Coupe d'un voile en élévation.....	14
Figure II.3 : Coupe de voile en plan.....	15
Figure II.4: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.....	16
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant	17
Figure II.6 : Mur en double cloison.....	18
Figure II.7 . Mur intérieur.....	18
Figure. II.8: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2)	19
Figure. II.9: Charges d'exploitation cumulées.....	20
Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère	24
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère	24
Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.....	25
Figure III.1.4: Section rectangulaire soumise à la flexion composée	26
Figure III.5 : Section rectangulaire partiellement comprimée.....	26
Figure III-1 : coupe verticale détaillant la liaison console poutre.....	33
Figure III-2: Schéma statique du balcon	33
Figure III-3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU	35
Figure III -4. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à L'ELU	35
Figure III-5: Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.....	38
Figure III -6 : Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à L'ELS	38
Figure III-7. Schéma ferrailage du balcon	40
Fig. III.1 coupe vertical de l'escalier étage courant.....	44
Figure. III.2 schéma statique de l'escalier.....	44
Figure. III.3 Diagrammes des efforts internes de II calcul des éléments	47
Figure. III.4 calcul des éléments	54
Figure. III.5 la coupe vertical de l'escalier.....	60
Figure III.6 schéma statique de l'escalier.....	60

Figure III.7 diagramme des efforts interne al Elu	77
Figure III.8 diagramme des efforts interne a l Els.....	80
Figure III-9 :Coupe verticale sur un plancher en corps creux	83
Figure III-10 : Treillis soudé de 20x25 cm.....	84
Figure III-11 : diagramme des moments fléchissant	89
Figure III-12 : diagramme de l'effort tranchant.....	89
Figure III-13 : diagramme des moments fléchissant a trois travée	90
Figure III-14 : diagramme des efforts tranchant a trois travée	90
Figure.VI.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A	132
Figure.VI.2 : Disposition de l'armature tendue S.D.A.....	132
Figure.VI.3. :Disposition des armatures verticales dans les voiles	153
Figure.VII.1 : Schéma de la semelle isolée	163
Figure VII.3 : Semelles filante sous poteaux	165

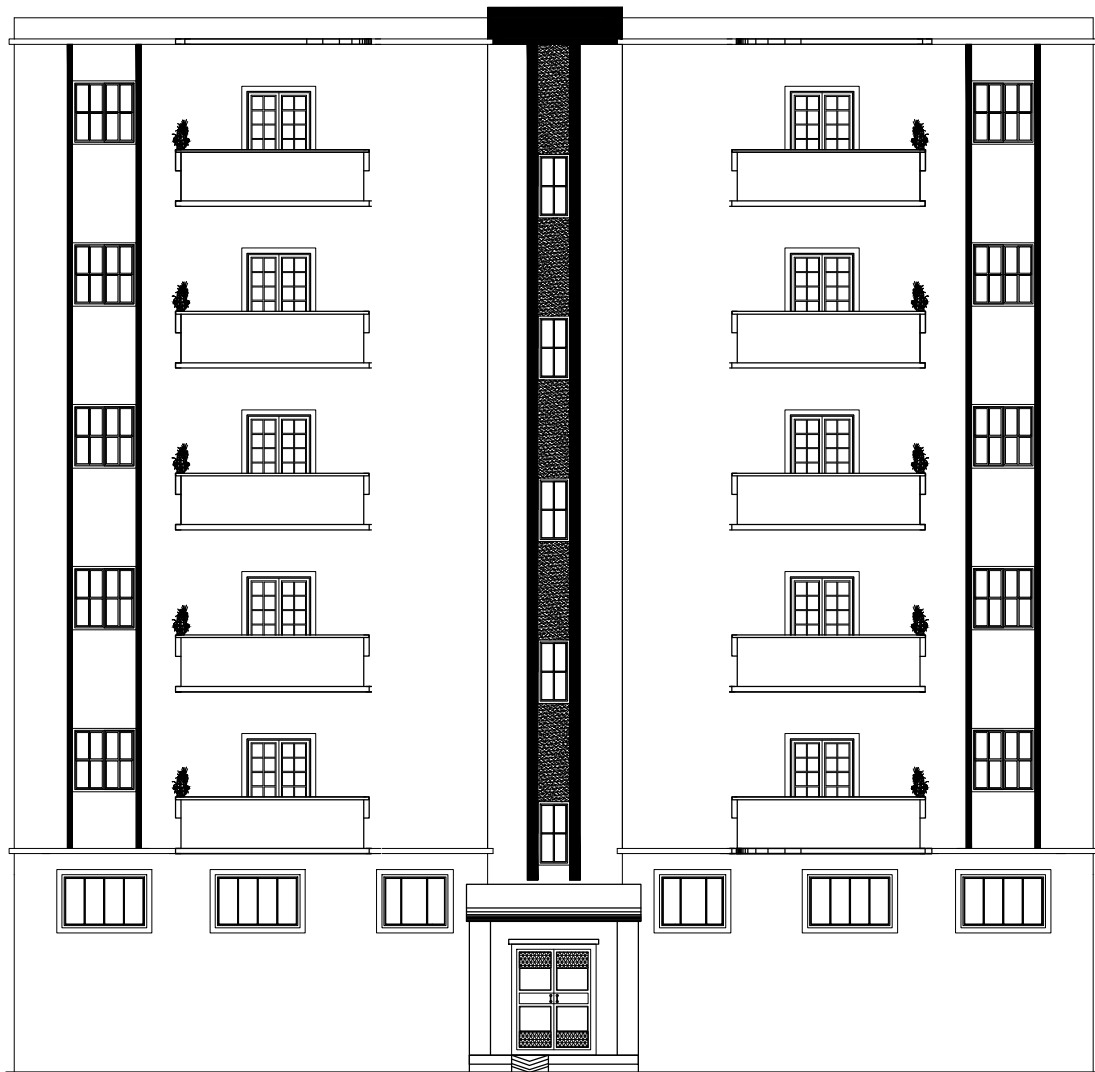
Liste des tableaux

Tableau. I.3: Caractéristiques des aciers.....	8
Tableau II.1 : vérification aux exigences du RP.....	13
Tableau II.2 : Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.3 : Charges permanentes d'étage courant.....	17
Tableau II.7 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	21
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges.....	21
Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	22
Tableau II.10 : vérifications de flambement des poteaux.....	23
Tableau V.1 : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles.....	122
Tableau V.2 : Vérification de l'effort normal réduit.....	123
Tableau V.3 : vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.....	126
Tableau V.4: vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.....	126
Tableau V.5 : Critères du facteur de qualité	127
Tableau V.6: vérification de l'effort tranchant a la base.....	127
Tableau V.7: Vérification du déplacement inter-étages.....	128
Tableau V.8: Vérification de l'effet $-\Delta$	129
Tableau VI.1 : Section des armatures longitudinales.....	130
Tableau VI.2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier	131
Tableau VI.3 Ferrailage des poutres	137
Tableau VI.4 Les quantités et les espacements des armatures transversales.....	137
Tableau VI.5 : Vérifications armatures longitudinales.....	138
Tableau VI.6: Vérification au cisaillement.....	138
Tableau VI.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	139
Tableau VI.8: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.....	139
Tableau VI.9 Condition de non fragilité du béton de la section minimale.....	141
Tableau VI.10: Vérifications des contraintes à L'ELS.....	142
Tableau. VI.11: Sections d'armatures minimales selon les exigences du RPA.....	144
Tableau . VI.12 : vérification des contraintes tangentielles.....	151
Tableau VI.13: Caractéristiques géométriques du voile V1	157
Tableau VI.14: Ferrailage adopté pour le voile longitudinal VL1	158
Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles.....	164
Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux	165
Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU	167



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme :HADDAD.K Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA	Titre: Plan de la façade principale	Echelle: 1/50 Plan Promotion: 2021



FACADE POSTERIEURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par:

Mme: HADDAD .K

Etudié par:

NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

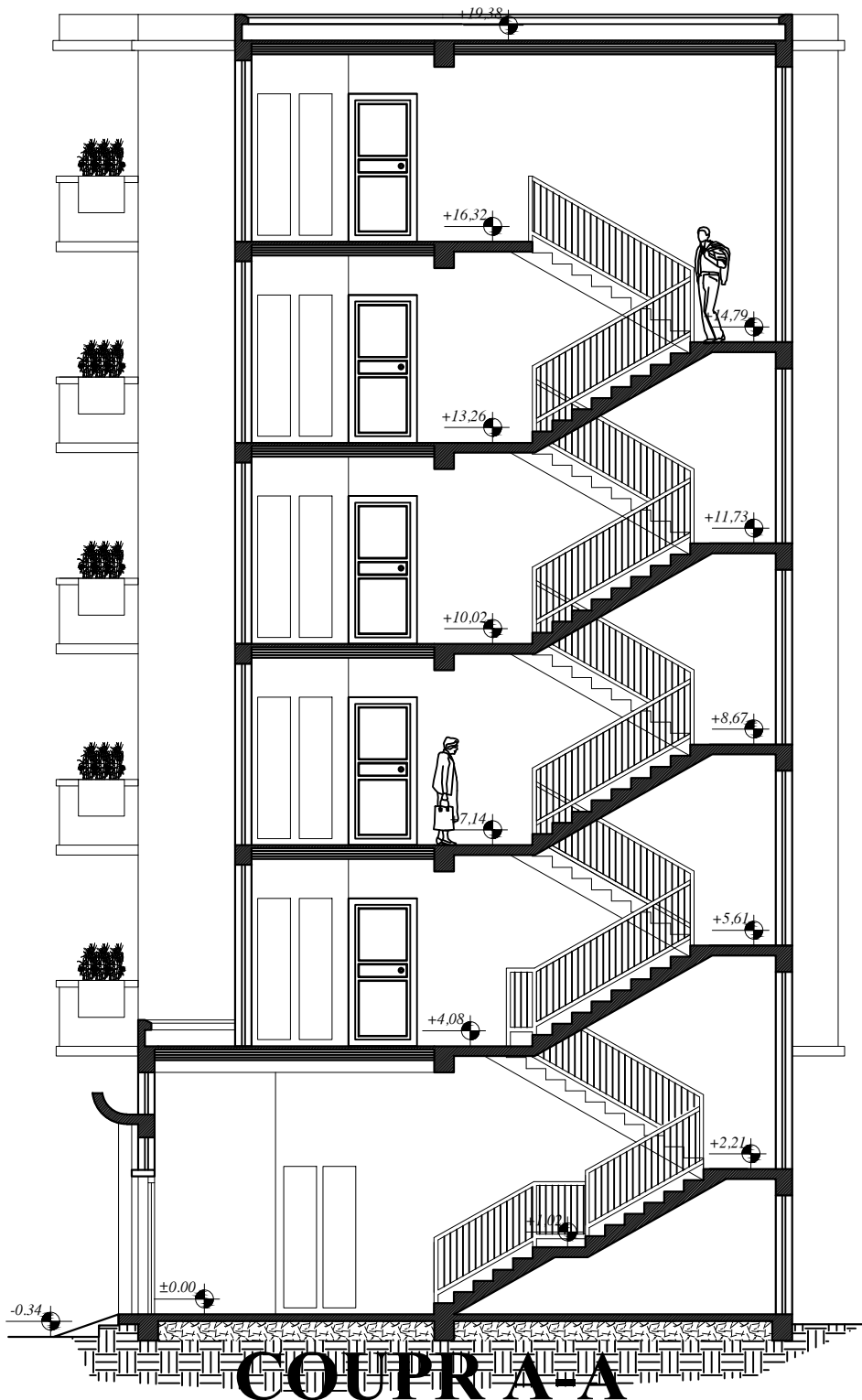
Titre:

Plan posterieure

Echelle: 1/50

Plan

Promotion: 2021



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

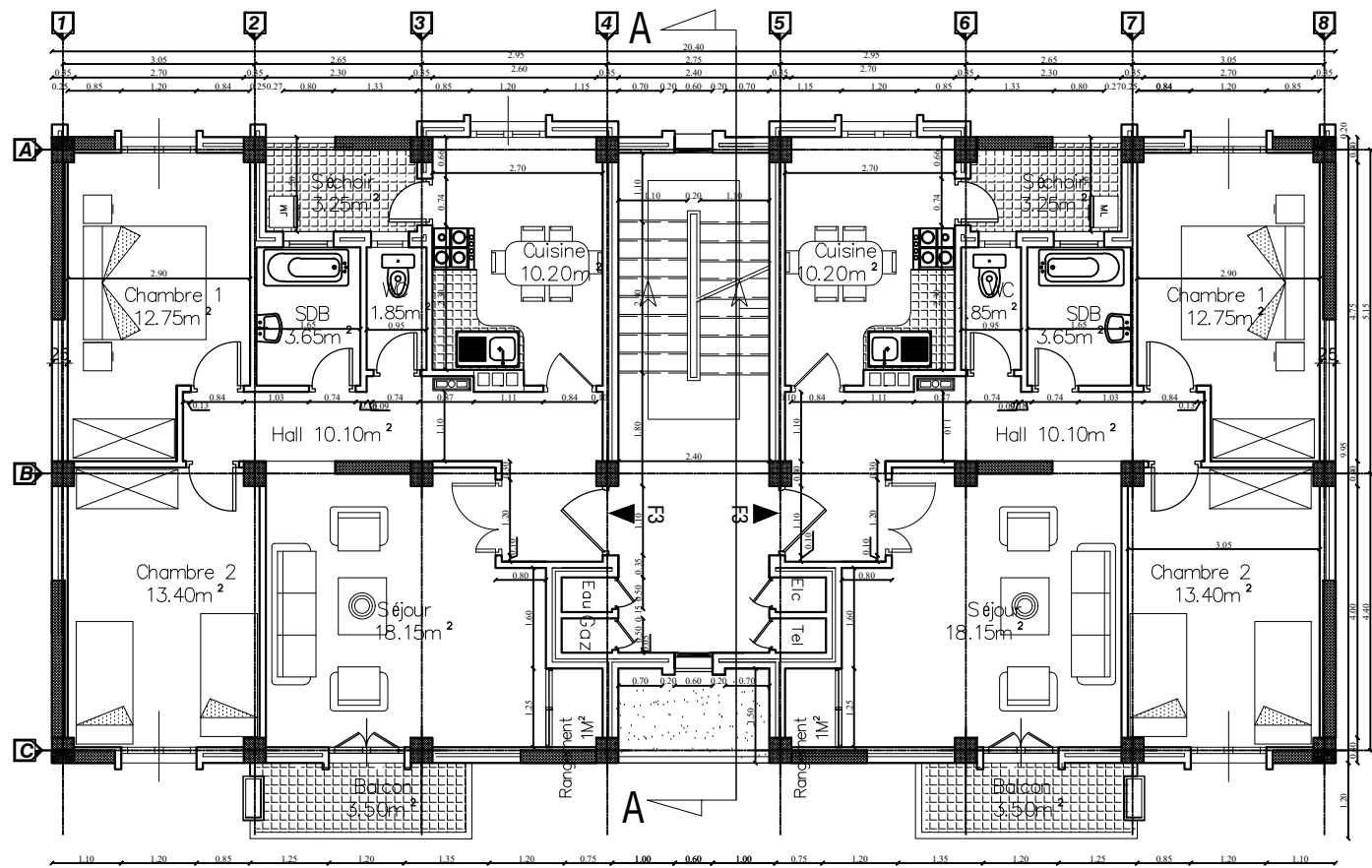
Dirigé par:
Mme:HADDAD.K
Etudié par:
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre:
Plan de la coupe A-A

Echelle: 1/50

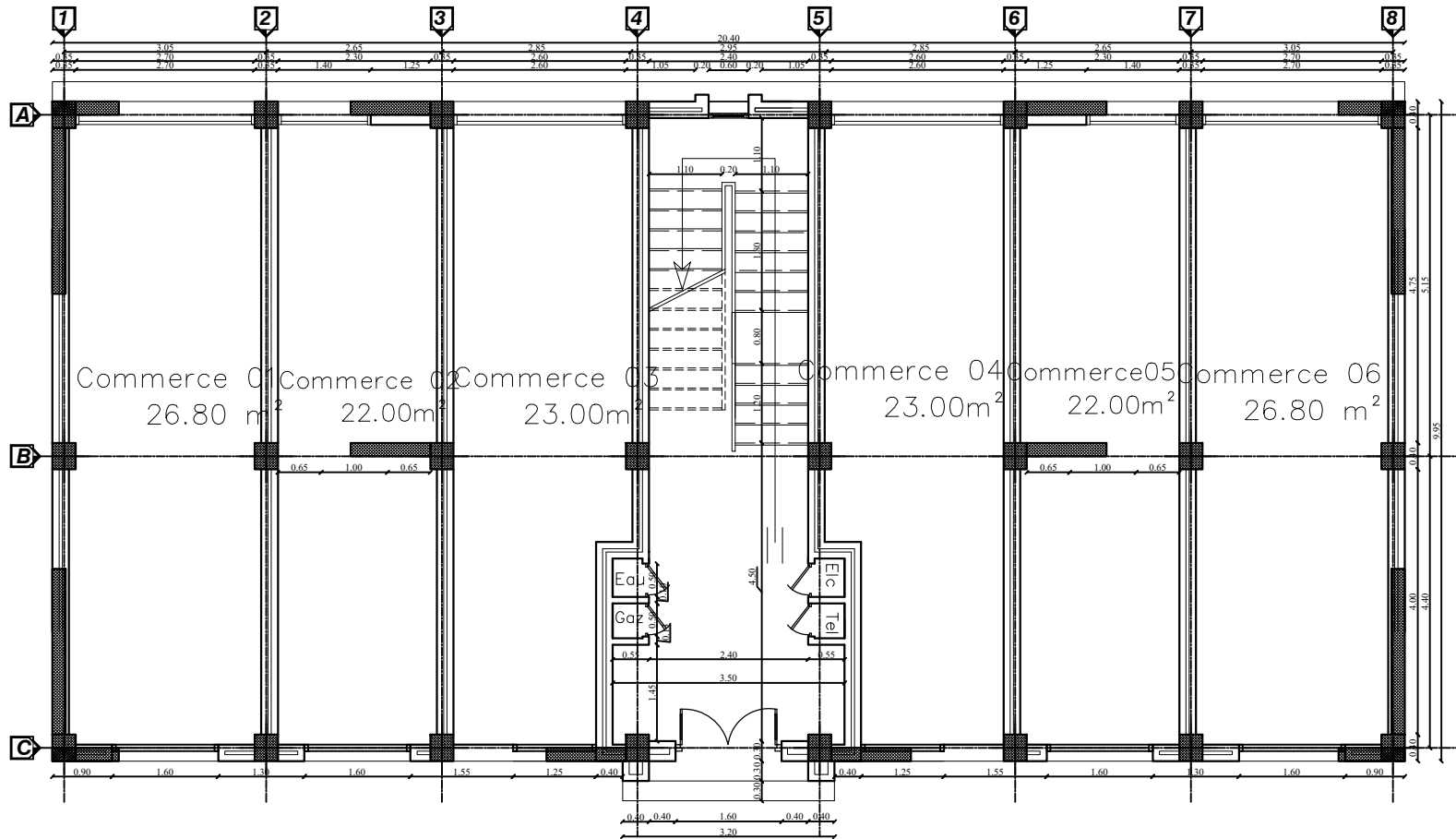
Plan

Promotion: 2021



PLAN D'ETAGE COURANT

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme : HADDAD.K	Titre: Plan Des etages courants	Echelle: 1/50
Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA		Plan
		Promotion: 2021



PLAN RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par:
Mme : HADDAD.K

Etudié par:
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre:
Plan De l' étage RDC

Echelle: 1/50

Plan

Promotion: 2021

I. 1 Introduction

L'étude d'un bâtiment nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+5) en béton armé à usage d'habitation et commerciale à ossature mixte, implanté à KHEMIS EL KHECHNA de la wilaya de BOUMERDES classé selon le RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIb**).

Le bâtiment est composé de :

- RDC à usage d'habitation et commerciale.
- 5 étages courants à usage d'habitation.

I. 2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- hauteur de RDC : 4.08m
- hauteur des étages courants : 3.06m
- hauteur de l'acrotère : 0.40m
- hauteur totale (sans acrotère) : 19,38m
- longueur totale : 20,40m
- largeur totale : 11.40m

I. 3 Eléments de l'ouvrage

a- Ossature

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversalement longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b- Les planchers

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonction principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Raison économique.

c- Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

d- Les Revêtements

- **Horizontal** :
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- **Vertical** :
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades

e- Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et paliers) permettant d'accéder au différent niveau

Le bâtiment comporte deux types d'escaliers. Les escaliers sont coulés sur place.

f- Les balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

g- L'acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 40cm d'hauteur.

h- Les Fondations

Les fondations est l'élément qui est situé a 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 et de la contrainte admissible du sol.

i- Terrasse inaccessible

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisé en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

j- Mur plaque

Sont des murs en béton armé. Leurs rôles sont de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

I. 4 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre

I. 5 Réglementation utilisée

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir :

- les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifiées 99**)
- le Règlement Parasismiques Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**).
- les charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-2.2**).
- Construction en béton armé (**CBA 93**).

I. 6 Caractéristique des matériaux utilisés

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier

A- Béton

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans le domaine du bâtiment, Il sera préparé suivant une étude de compositions établit par un laboratoire spécialisé, en utilisant les différents matériaux : sable, gravier, ciment et l'eau.

Le ciment utilisé est de classe 325 (CPA325) dosé à 350 kg/m³ de béton.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles (BAEL 91 modifiées 99), et le (RPA 99 révisé 2003), le dosage courant par 1m³ sera comme suit

- Granulat : sable (0/5, gravier 5/25)
- Sable 400L Ds < 5mm
- Gravions 800L 5mm < Dg <25mm
- Ciment : 350 kg/m³ (CPA325) ciment portland artificiel
- Eau de gâchage : 175

A. 1 Résistance caractéristique du béton :

1-Résistance à la compression : Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \bullet \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

2- Résistance à la traction: La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante : (Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad f_{tj} = 0,6 + 0.06 f_{cj} \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{Si : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \\ \bullet \quad \text{à } t = 28 \text{ j: } \quad f_{t28} = 0,6 + 0.06 f_{c28} \dots \dots \dots f_{c28} = 25 \text{ Mpa.} \\ \bullet \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

A. 2 Contraintes limites du béton:

A.2.1) Contraintes limites de la compression:

- **Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

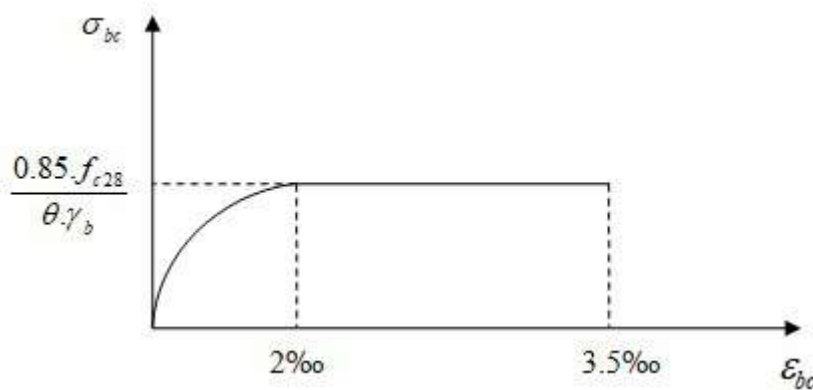
Le coefficient γ_b vaut :

- 1,5 en situation durable ou transitoire (SDT).
- 1,15 en situation accidentelle (SA).

θ : Coefficient dépend de la durée d'application des contraintes tel que :

- 1 : lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée >24 heures.
- 0,9 : lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.
- 0,85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.



- Fig. I.1: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU-

- **État limite de service (ELS)**

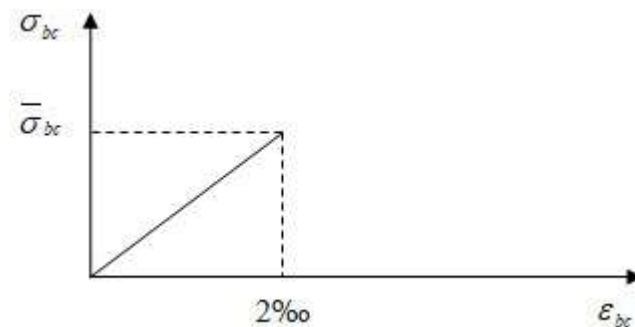
C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj} \quad \text{D'où} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :



- Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS)-

A.2.2) Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \quad \text{Avec :}$$

V_u : effort tranchant à L'ELU dans la section

b : largeur de la section cisailée

d : Position des aciers tendus. Avec : $d = 0.9h$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left[\frac{0.2x f_c}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min \left[\frac{0.15x f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

A. 3 Module d'élasticité

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

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ [MPa]}.$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$.

➤ **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} : (\text{Art-2.1,2 BAEL 91}).$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$.

➤ **Module d'élasticité transversale :**

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ [MPa]

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

➤ **Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifié 99) ;**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :}$$

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

B- Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau. I.3: Caractéristiques des aciers

B.2 Module d'élasticité :(art A 2.2.1 BAEL91)

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa.

B.3 Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.4 Les contraintes dans les aciers :**B.4.1 à ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :(art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348$ MPa	$\sigma_{st} = 400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 452$ MPa	$\sigma_{st} = 500$ MPa

B.4.2 à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

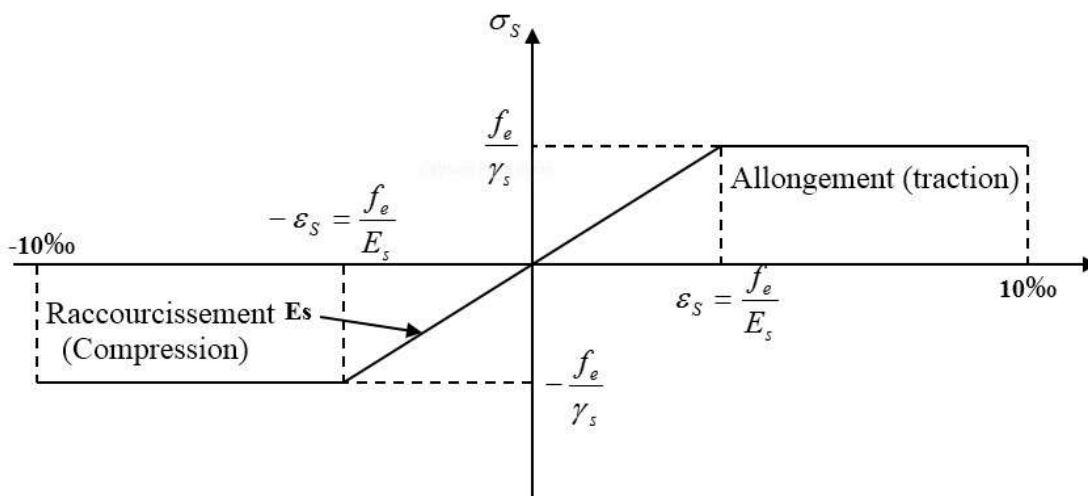
$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

B.5 Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)



-Figure I.4 : Diagramme des contraintes- déformations-

C. Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99)

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II.1 Introduction

Le Pré Dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton. Il sera fait selon les règles du (BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003), afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

II.2 Pré- dimensionnement du plancher

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher .Ce dernier est composé de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression ferraillée avec un treillis a soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, la hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

(Article B.6.8, 4 2.4/BAEL 91) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

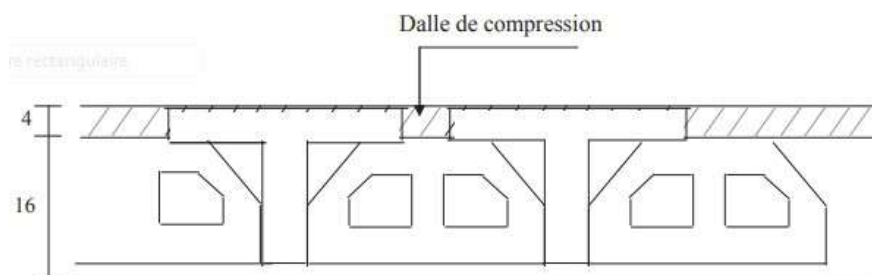
Le RPA exige : $\min (b, h) \geq 30\text{cm}$ en zone IIb on prend ; $\min (b, h) = 30\text{cm}$

Dans notre cas : $L_{\max} = 305 - 30 = 275 \text{ cm}$

Nous aurons donc : $ht \geq \frac{275}{22.5} = 12,22 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants.

- 16 cm pour la hauteur du corps creux
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression



II.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (**règlement B.A.E.L 91 modifié 99**) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes (**Art A.4.14 BAEL 91**)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ \bullet 0.4ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right.$$

Tout en respectant les conditions du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet h \geq 30\text{cm.} \\ \bullet b \geq 20 \text{ cm.} \\ \bullet \text{Le rapport } h / b \leq 4 \end{array} \right.$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

II.3.1 Poutres principales (PP)

La hauteur et la largeur des poutres principales sont données par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet L/15 \leq ht \leq L/10 \\ \bullet 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \end{array} \right.$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=5,15 cm).

$$L = 515 - 30 = 485\text{cm.}$$

- $32.33 \leq h_t \leq 48.5 \quad \Rightarrow \quad$ Nous prendrons: $h_t = 40$
- $16 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \quad$ Nous prendrons : $b = 30\text{cm}$ pour les raisons de sécurité.

II.3.2 Poutres secondaires(PS)

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ \bullet 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right.$$

$$L_{\max} = 305 - 30 = 275 \text{ cm}$$

$$18.33 \leq h_t \leq 27,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm.}$$

$$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{Nous prendrons pour plus de sécurité } b = 30$$

Conclusion:

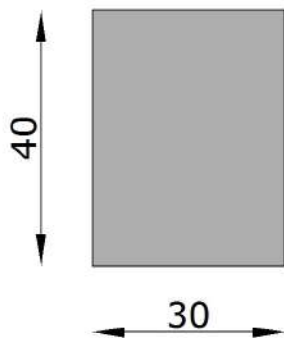
Les poutres principale : **(30x40) cm²**

Les poutres secondaires : **(30x35) cm²**

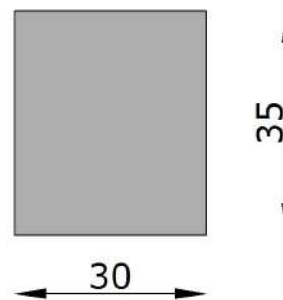
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	vérifiée

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA

Schémas des sections des poutres :



Dimensions de la poutre
Principale



dimensions de la poutre
Secondaire

-Figure .II.1Section des poutres-

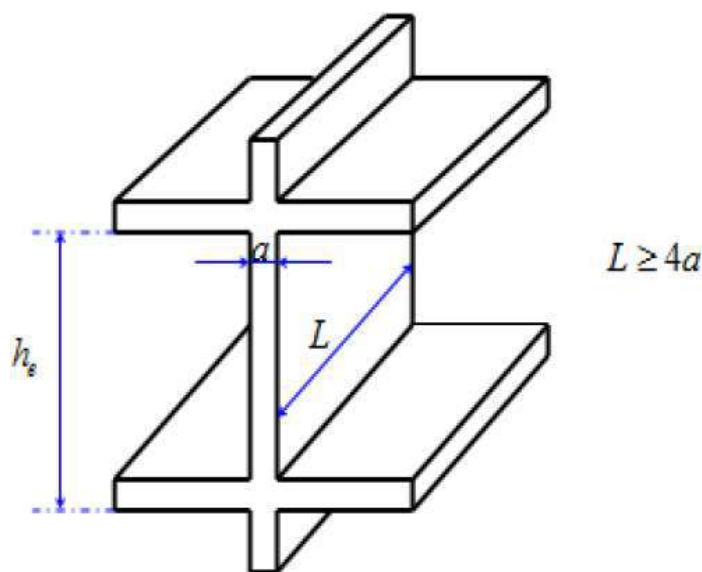
II.4 Pré Dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article (7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($l_{\min} \geq 4a$).

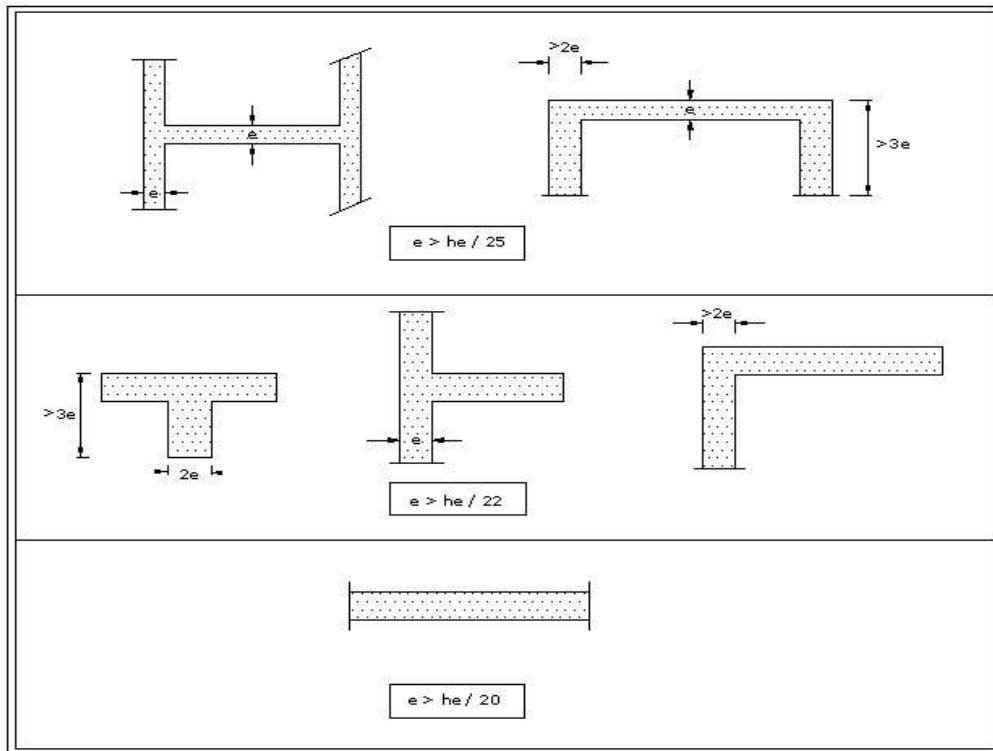
Avec : L_{\min} : longueur min des voiles

a : épaisseur des voiles



-Figure II.2: Coupe d'un voile en élévation-

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :



-Figure II.3 : Coupe de voile en plan-

Rez-de-chaussée:

$$a = \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a = h_{e_{\max}} = \text{hauteur RDC-hp}$$

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$a = \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a = \max (368/25, 368/22, 368/20)$$

$$a = 18,4 \text{ cm} \quad \text{on prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4a \quad \longrightarrow \quad L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

Etage courant:

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$a \geq 266/20 = 13,3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

$$L = 80 \text{ cm}$$

II.5. Calcul de la section des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en effectuant la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIb) la section suivante $(b, h) \geq 30 \text{ cm}$. On prévoit une section de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

La section du poteau le plus sollicité est donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_b}$$

Avec:

N_s : effort normal de compression repris par le poteau ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges ;

S : section transversale du poteau ;

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte limite de service du béton en compression ;

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (**RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1**) qui est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.5.1 Détermination des charges et surcharges

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B .C.2.2**).

II.5.1.1 Charges permanentes « G » :

a) Plancher terrasse (Inaccessible)

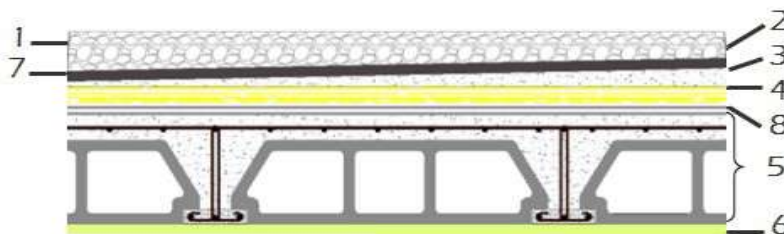


Figure II.4: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3. Forme de pente 1%	0,07	22	1,54
4. Isolation thermique	0,04	04	0,16
5. Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
6. Enduit plâtre	0,02	10	0,2
7. Feuille polyane	-	-	0,01
$G_{\text{terrasse}} = \sum G_i$			5,68

- Tableau II.2 : Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.

b) Plancher d'étage courant

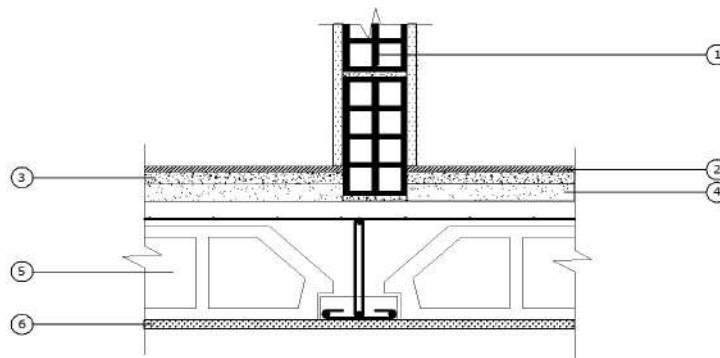


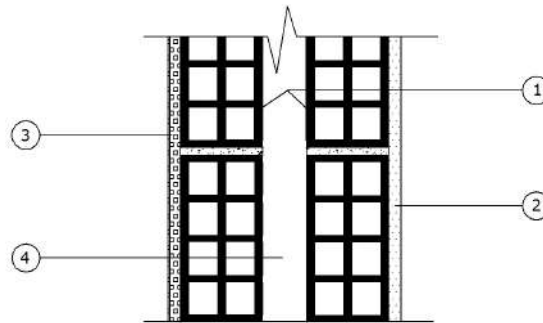
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Cloison de séparation	0.10	09	0,90
2. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
3. Mortier de pose	0,02	20	0,40
4. Couche de sable	0,03	18	0,54
5. Plancher en corps creux)	0.20	14	2,8
6. Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
$G_{\text{étage}} = \sum G_i$			5,24

- Tableau II.3 : Charges permanentes d'étage courant.

c) Les murs extérieurs :

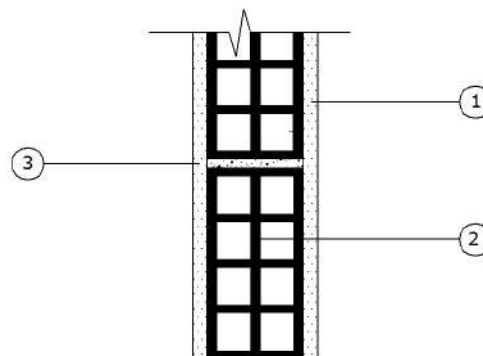
- 1- Enduit extérieur en mortier de ciment (ep = 1.5cm).....0,27 KN/m²
 - Briques creuses (ep= 2 x 10cm).....1,80 KN/m²
 - Enduit intérieur en plâtre (ep= 1,5cm).....0,15 KN/m²
 - Lambe d'air (ep = 5cm)
- G = 2, 22 KN/m²**



-Fig. II.6. Mur en double cloison.

d)-Les murs intérieurs :

- 1- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1,5cm)0,15 KN/m²
 - 2- Maçonnerie en briques creuses (ep= 10cm).....0,9 KN/m²
 - 3- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1,5cm)0,15 KN/m²
- G =1,2 KN/m²**



- Fig. II.7. Mur intérieur -

II.5.2. Localisation du poteau le plus sollicité

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B2). La surface qui lui revient vaut :

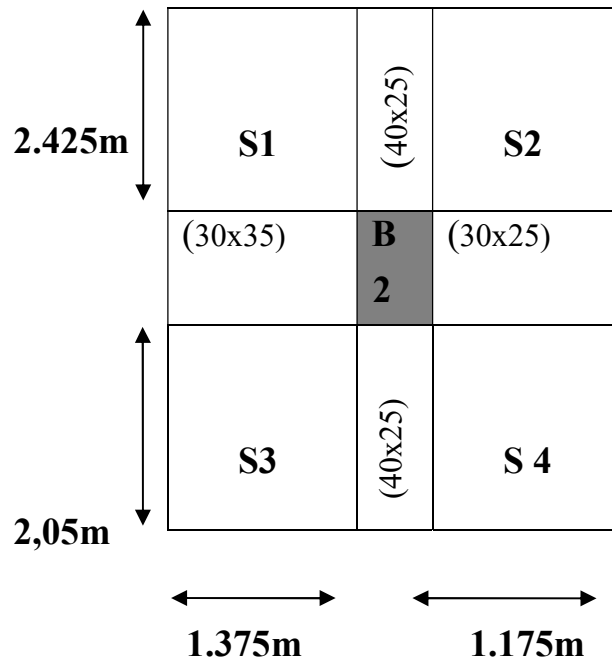


Figure. II.8: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2)

$$S_T = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1,375 \times 2,425 = 3,33 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,175 \times 2,425 = 2,85 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,05 \times 1,375 = 2,82 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,175 \times 2,05 = 2,41 \text{ m}^2$$

$$S_T = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_T = 3,33 + 2,85 + 2,82 + 2,41 = 11,41 \text{ m}^2$$

II.5.3. Calcul des poids propres des éléments

➤ Plancher terrasse

$$P_{\text{Terrasse}} = G_{\text{Terrasse}} \times S_T = 5,68 \times 11,41 = 64,808 \text{ kN}$$

➤ Plancher étage courant

$$P_{\text{étage}} = 5,24 \times 11,41 = 59,788 \text{ kN}$$

➤ Les poutres

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec :

L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kN / m³)

➤ **Poutres principales (40x30)**

$$P_{PP} = [0,4 \times 0,30 \times 25 \times (2,05 \times 2,425)] = 13,425 \text{ kN}$$

➤ **Poutres secondaires (30x25)**

$$P_{PS} = [0,35 \times 0,30 \times 25 \times (1,375 + 1,175)] = 6,694 \text{ kN}$$

D'où le poids total : $P_{tot} = 20,119 \text{ kN}$

➤ **Poids des poteaux**

$P_{pot} = (S \times \rho \times h_e)$ Avec:

S : section des poteaux en zone (IIb) $\geq 30 \text{ cm}$ (RPA99/ 2003)

ρ : poids volumique du béton ($25 \text{ kN} / \text{m}^3$)

➤ **Poteau du RDC :**

$$P_{RDC} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{ kN}$$

➤ **Poteau d'étages courants :**

- $P_{\text{étage}} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$

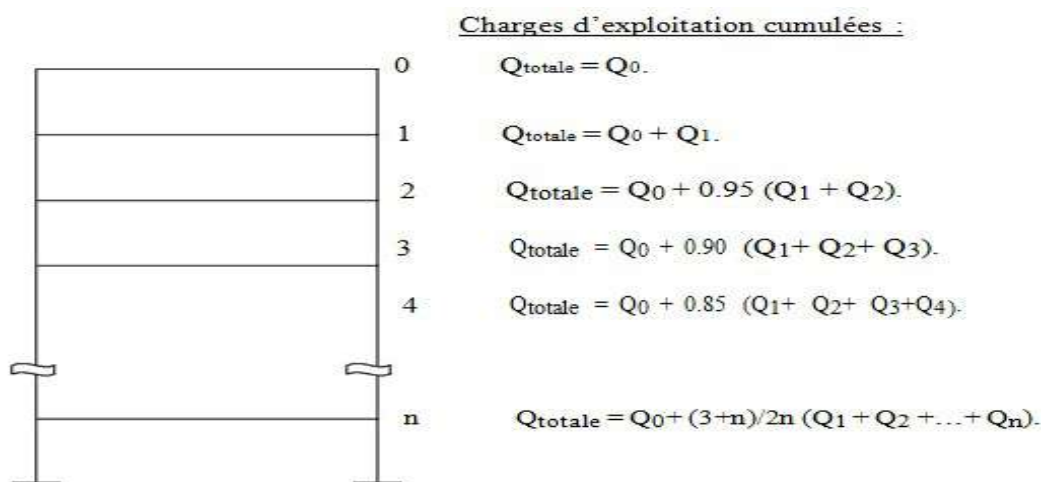
Surcharge d'exploitation

- Plancher RDC et étages courants : $Q_{RDC} = Q_1 = \dots Q_5 = 1,50 \times 11,41 = 17,115 \text{ kN}$.
- Plancher terrasse : $Q_{Terrasse} = Q_0 = 1,00 \times 11,41 = 11,41 \text{ kN}$

II.5.4 Dégression verticale des surcharges d'exploitation

D'après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



- Figure. II.9: Charges d'exploitation cumulées-

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Avec :

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.

n	6	5	4	3	2	1
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80

Tableau II.7 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$.

D'après la loi de dégression des surcharges cumulées on obtient :

- $Niv_6 = Q_0 = 1.00 \times 11,41 = 11,41 \text{ kN}$
- $Niv_5 = Q_0 + Q_1 = 11,41 + 17,115 = 28,525 \text{ KN}$
- $Niv_4 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11,41 + 0.95(17,115 \times 2) = 43,928 \text{ KN}$
- $Niv_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,41 + 0.90 (17,115 \times 3) = 57,620 \text{ KN}$
- $Niv_2 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,41 + 0.85 (17,115 \times 4) = 96,601 \text{ KN}$
- $Niv_1 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,41 + 0.80 (17,115 \times 5) = 79,87 \text{ KN}$

Niv	Poids planchers (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	G_{tot} (kN)	$G_{cumulée}$ (kN)	Q Cumulée (kN)	$N_s = G_c + Q_c$ (kN)	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée (cm ²)
6	64,809	6,885	20,119	91,813	91,813	11,41	103,223	68,82	30x35
5	59,788	6,885	20,119	86,792	178,605	28,525	207,13	138,09	30x35
4	59,788	6,885	20,119	86,792	265,397	43,929	309,326	206,22	30x35
3	59,788	6,885	20,119	86,792	352,189	57,621	409,81	273,21	30x35
2	59,788	6,885	20,119	86,792	438,981	69,601	508,582	339,05	35x40
1	59,788	9,18	20,119	86,792	525,773	79,87	605,643	403,76	35x40

-Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges.

II.5.5 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Conditions exigées par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
$\min(b, h) \geq 30$ $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage (2-3-4-5) (30x35)	$\min(b, h) = 30$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13,3$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = \frac{30}{35} = 0,857$	Condition vérifiée
	Etage 1 (35x40)	$\min(b, h) = 35$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13,3$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = \frac{35}{40} = 0,875$	Condition vérifiée
	RDC (35x40)	$\min(b, h) = 40$	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{408-40}{20} = 18.4$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = \frac{35}{40} = 0,875$	Condition vérifiée

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

II.5.6 Vérification au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être

satisfaite : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ Avec :

λ : Élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$, donnée par l'article B.8.3, 3 du BAEL 91).

l_0 : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$)

S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section rectangulaire : $S = (b \cdot h)$).

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{12}{b.h}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{h} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{h}$$

ETAGE	Poteaux (cm)	L ₀ (m)	L _r =0.7 L ₀ (m)	λ	Observation
2-3-4-5	30x35	3.06	2,142	21,201	Condition vérifiée
1	35x40	3.06	2,142	18.550	Condition vérifiée
RDC	35x40	4,08	2,856	24, 735	Condition vérifiée

Tableau II.10 : vérifications de flambement des poteaux

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la détermination des charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- l'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers.
- La poutre palière.
- les planchers (plancher à corps creux).

III.1 CALCUL DE L'ACROTREE

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ kN/ml}$) non pondérée due à l'application de la maincourante qui engendre un moments de flexion (M) dans la section d'encastrement .

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU et l'ELS pour une bande de 1m de largeur.

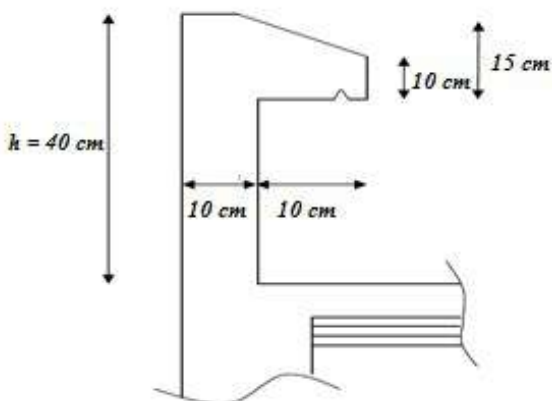


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

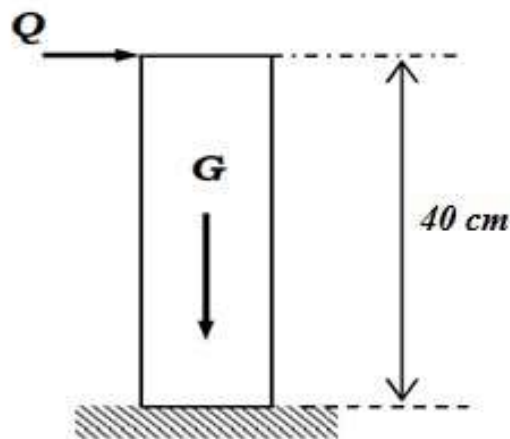


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1. Dimensionnement

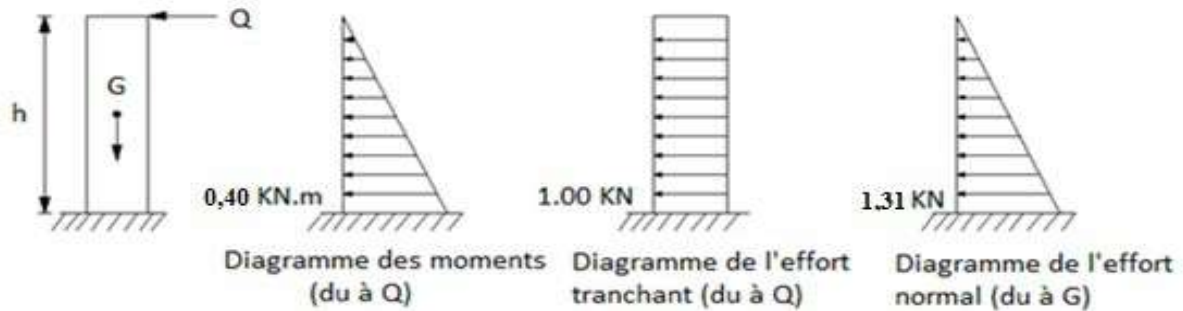
- Hauteur : $h = 40 \text{ cm}$.
- Épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.
- Enrobage: $c = c' = 3 \text{ cm}$.
- Surface total: $S = [(40 \times 10) + (10 \times 10) + ((10 \times 5) / 2)] = 525 \text{ cm}^2 \longrightarrow S = 0,0525 \text{ m}^2$.
- Poids propre : $G = \rho \times S = 25 \times 0,0525 = 1,31 \text{ kN/ml}$

Avec :

- S : Section longitudinale de l'acrotère.
- ρ : Masse volumique de béton.
- $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.1.2. Détermination des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre : $N_G = GX1 = 1,31 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$
- Moment de renversement du à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement du à Q : $M_Q = Q \cdot h \cdot 1 \text{ ml} = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ KN.m}$.



-Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.1.3. Combinaisons de charges

➤ À l'ELU

$$q_s = G + Q. \quad q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- Effort normal de compression : $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.31 = 1,77 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ kN}$.
- Moment de renversement : $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.4 = 0.54 \text{ KN.m}$.

➤ À l'ELS

- Effort normal de compression : $N_s = N_G + N_Q = 1.31 + 0 = 1.31 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$.
- Moment de renversement : $M_s = M_G + M_Q = 0.4 + 0 = 0.4 \text{ KN.m}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal N et un moment de renversement M .

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifier à l'ELS.

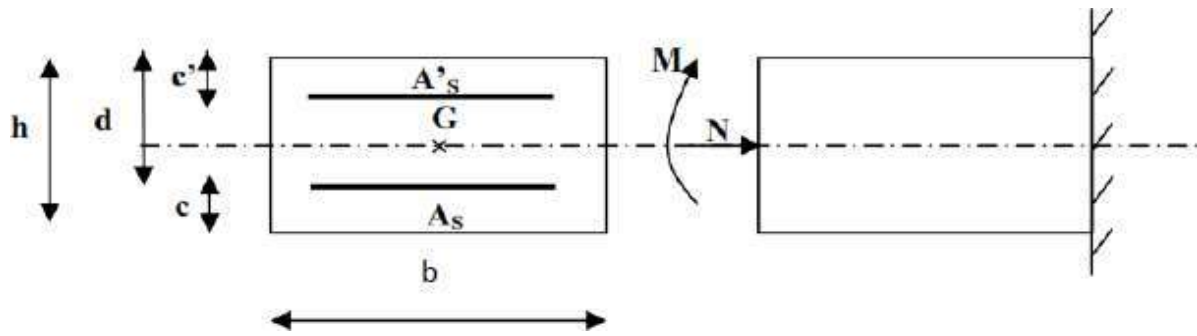


Figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d = h - c : Hauteur utile. (h - c = 10 - 3 = 7 cm).

M_f: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.2 Calcul des armatures à l'ELU

➤ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

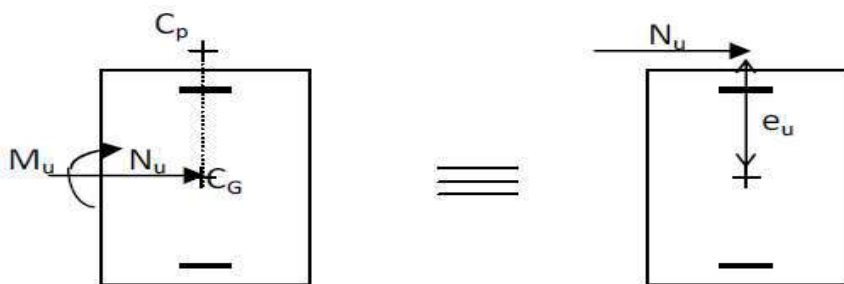
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.54}{1.77} = 0.305 \text{ m} = 30,5 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 30,5 \geq \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis on déduira la section d'armatures réelles (A_s) en **flexion composée**.



-Figure III.5 : Section rectangulaire partiellement comprimée.

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$M_f = N_u \times a$ avec :

a : distance entre le (cp) et le centre de gravité (CG) des armatures tendues.

$$A = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = \left(e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 30,5 + \frac{10}{2} + 3 = 38,5 \text{ cm}$$

$$M_f = 1,77 \times 0,385 = 0,681 \text{ KN.m} \longrightarrow \mathbf{M_f = 0,681 \text{ KN.m}}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa avec :}$$

- 0,85 : condition de travail
- f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)
- θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égal à 1 ($t > 24\text{h}$)
- γ_b : Coefficient de sécurité, on le prend égale à 1,5 (situation courante).

$$\mu_u = \frac{0,681 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,20} = 0,010$$

$$\mathbf{\mu_u = 0,010.}$$

$$\mu_u = 0,010 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

➤ Armatures fictives :

$$\mu_u = 0,010 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,681 \times 10^6}{0,995 \times 70 \times 34} = 28,096 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_f = 0,2809 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

➤ Calcul en flexion composée

➤ Armatures réelles :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 28,096 - \frac{1,77 \times 10^3}{348} = 23,01 \text{ mm}^2 = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_u = 0,23 \text{ cm}^2}$$

III.3 Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité de béton (BAEL 91 modifiée 99/Art. A.4.2.1) :**

$$A_u > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185} \right] \text{ avec :}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,4}{1,31} = 0.305 \text{ m} \longrightarrow e_s = 30,5 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{30,5 - 0.45(7)}{30,5 - 0.185(7)} \right]$$

$$A_{\min} = 0.791 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.791 \text{ cm}^2 > A_u = 0.23 \text{ cm}^2$$

Conclusion : la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on admettra la section minimale comme une section réelle.

$$A_u = A_{\min} = 0.791 \text{ cm}^2$$

Soit $A_u = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u - 2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc $A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 16$.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]:**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91/ modifié 99 nous recommande de vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \tau_u < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \\ \bullet \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}. \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}.$$

Donc : $\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$.

Conclusion : La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art. A.6.1,3 BAEL91 modifié 99]:**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec:}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \times \sum \mu_i} \text{ avec :}$$

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
- $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,53 \text{ mm}$.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,53} = 0,236 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Conclusion : La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1 ,221) [14] :**

Pour les aciers à haute adhérence : FeE400 et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0,8 = 28 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite $l_s = 30 \text{ cm}$.

III.1.4.3. Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries (mauvais temps), donc la fissuration est considéré comme préjudiciable, on doit vérifier que :

➤ **Contraintes dans les aciers**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \{266,66 , 201,63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \text{ avec :}$$

$$\rho = \frac{100 A_u}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,283$$

- $\rho = 0.283$
- $\beta_1 = 0.916$
- $K_1 = 44,52$

$$\sigma_{st} = \frac{0,4 \times 10^6}{0,916 \times 70 \times 2,01 \times 10^2} = 31,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Conclusion : La condition est vérifiée, donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{31,03}{44,52} = 0.696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.696 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Conclusion

La condition est vérifiée, donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

RÉCAPITULATIF :

- Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**
- Armatures de répartition : **3HA8 = 1.51 cm²** avec : **S_t = 16 cm.**

➤ **Résistance de l'acrotère au séisme (RPA 91 art-A.6.2.3) :**

- L'action des forces horizontales F_p doit être inférieure à l'action de la main courante Q
- Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ avec :}$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage (zone IIb groupe 2)

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

W_p = poids propre de l'acrotère

On a :

$$A = 0.20 \qquad C_p = 0.8 \text{ (élément en console)} \qquad W_p = 1.31 \text{ KN/ml}$$

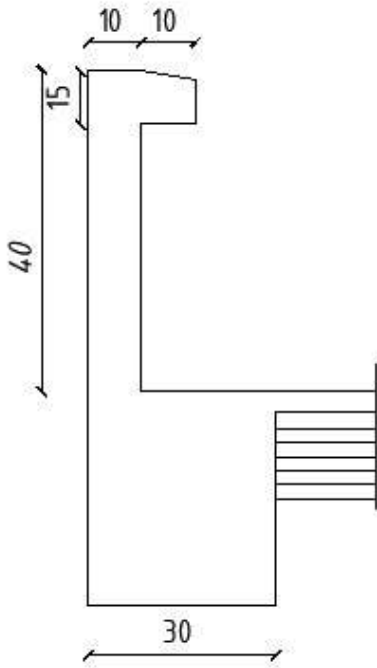
$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 1.31 = 0.838 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.838 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

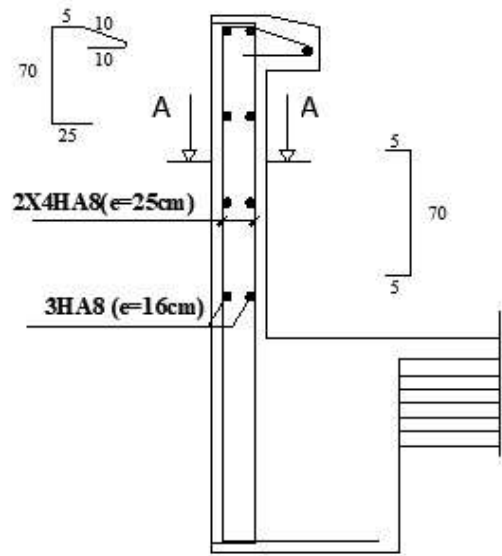
Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (due à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

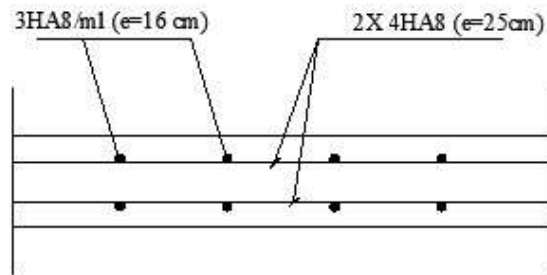
On adoptera ainsi pour le ferrailage les armatures calculées précédemment.



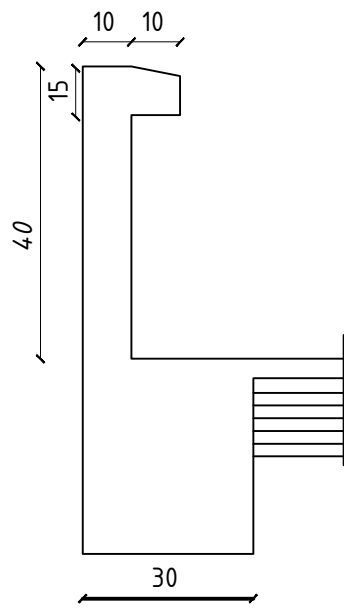
Coffrage de l'acrotère



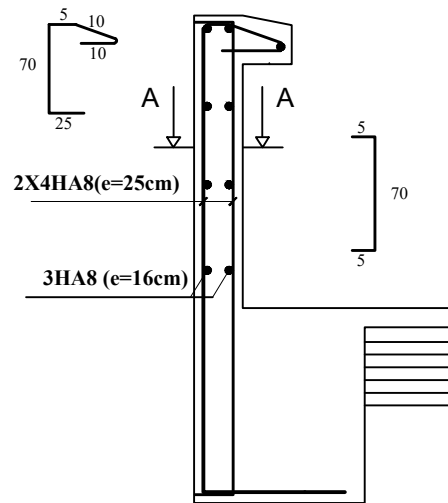
Ferrailage de l'acrotère



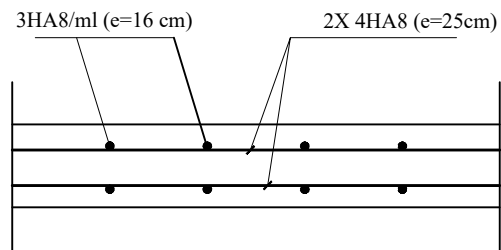
Coupe A-A



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par:
Mme : haddad.k

Étudié par:
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre:
Ferrailage de l'acrotère

Echelle: 1/25

Plan

Promotion: 2021

III.1 Calcul des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1$ [m] en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher.

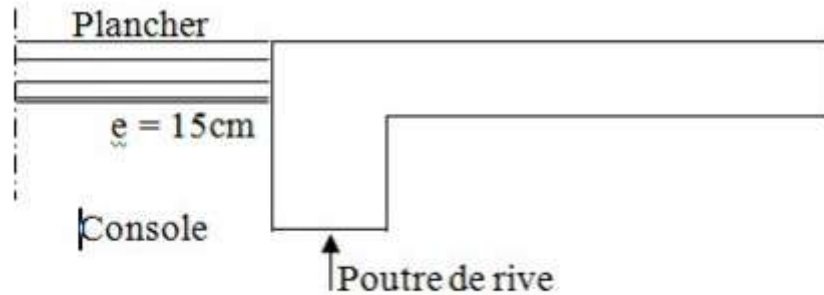
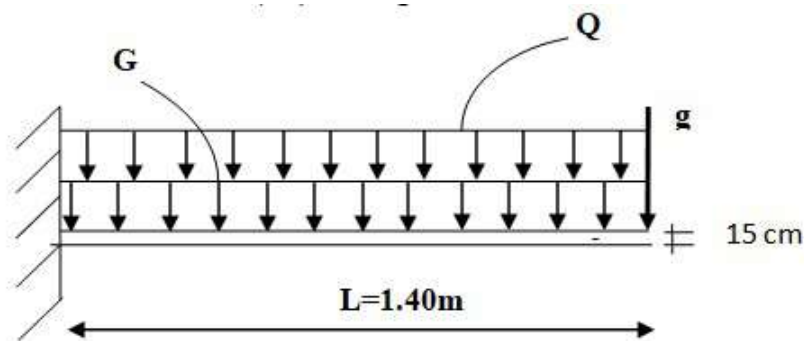


Figure III -1 : Coupe verticale détaillant la liaison console – poutre.

Le calcul se fera pour **une bande de 1(m)** de largeur sous les sollicitations suivantes :



- Figure III-2: Schéma statique du balcon-

Avec :

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps.

➤ **Pré-dimensionnement de la dalle pleine (balcon):**

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$$h_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de $h_p = 15 \text{ cm}$.

III.1.1. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Matériaux	Epaisseur [m]	P [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1. Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Lit de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle pleine	0,15	25	3,75
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
$\sum G_T = G_{\text{balcons-é}}$			5,33

- Poids propre du balcon : $G = 5.33 \times 1 = 5.33$ kN/ml.
- Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1 = 1.62$ kN/ml. Où : $g = 1.62$ kN/m² est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

➤ Surcharge d'exploitation

- $Q = 3.5 \times 1 = 3.5$ kN/ml.

➤ Combinaisons de charges :

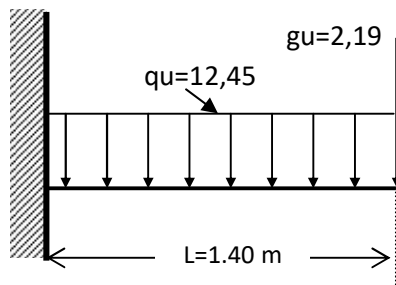
➤ À P'ELU

- Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45$ kN/ml.
- Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19$ kN/ml.

➤ À P'ELS

- Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83$ kN/ml.
- Charge concentrée : $g_s = g = 1.62$ kN/ml.

III.1.2. Calcul à l'ELU



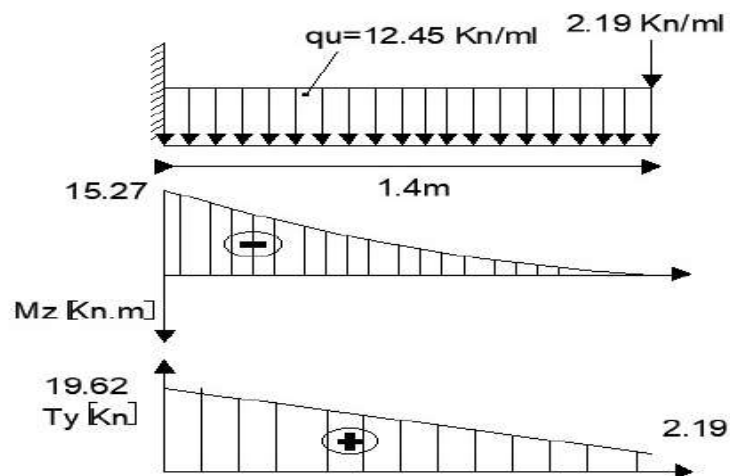
-Figure III-3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

➤ Calcul du moment fléchissant

$$M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} - g_u \cdot l = - \frac{12,45 \times 1,4^2}{2} - 2,19 \times 1,4 = - 15,27 \text{ kN.m.}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 12,45 \times 1,4 + 2,19 = 19,62 \text{ kN.}$$



-Fig III -4. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'ELU.-

➤ **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

$$\bullet \mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15.27.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,063 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.063$, $\beta = 0.9675$.

$$\bullet A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{15.27.10^3}{0,9675 \cdot 13 \cdot 348} = 3.48 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{adoptée} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91 modifiée 99 [14], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq A_{ad} / 4 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Soit : $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 33 \text{ cm}$.

III.1.3. Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.2 ,1) [14]**

- $A_{min} \geq 0,23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) (13) \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$.
- $A = 3.92 > 1.57 \text{ cm}^2$La condition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1 ,211) [14]**

- $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$.
- $\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{19,62.10^3}{1000 \times 130} = 0.15 \text{ MPa}$.
- $\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$.

Conclusion : La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.6.1 ,3) [14]**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec :}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i} \text{ avec :}$$

- $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.
- $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{19,62 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Conclusion : La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée 99/ Art 6.1 ,221)[14]**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0,8 = 28 \text{ cm.}$$

Conclusion : L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 28 = 11,2$

D'où : **$L_c = 15 \text{ cm.}$**

➤ **E spacements des barres (BAEL 91 modifiée 99 / Art. A.8.2, 42)[14]**

Pour des charges concentrées :

- **Armatures principales :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

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

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4. Vérifications à l'ELS :

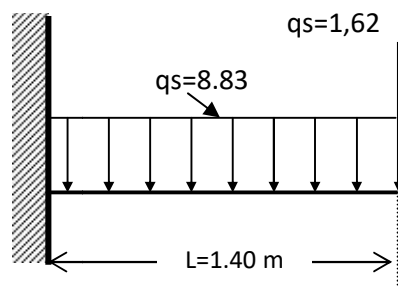


Figure III-5: Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

➤ Calcul du moment fléchissant

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l \quad M_{Rs} = -\frac{8.83 \times 1.4^2}{2} - 1.62 \times 1.4 = -10.92 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = (q_s \cdot l) + g_s = 8.83 \times 1.4 + 1.62 = 13.98 \text{ kN}$$

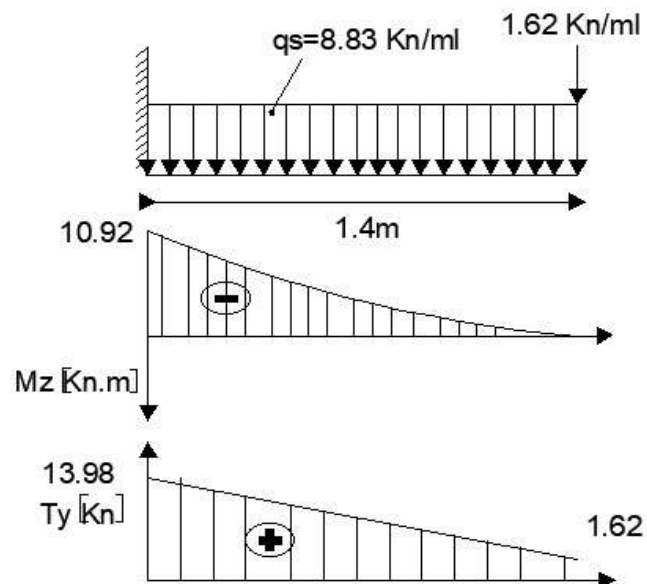


Fig III -6. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à L'ELS-

➤ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.3.$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0.3$. $\beta_1 = 0.913$. $K_1 = 42.47$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{10.92 \cdot 10^6}{0.913 \cdot 130 \times 3.92 \cdot 10^2} = 234.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{234.7}{42.47} = 5.53 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée 99**) [14].

➤ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifiée 99 modifiée 99/ Art. B.6.5,1**) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625. \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0.11 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0.1. \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion : Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 4 HA12/ml avec $S_t = 25$ cm.
- Armatures de répartition : 5 HA8 avec $S_t = 33$ cm.

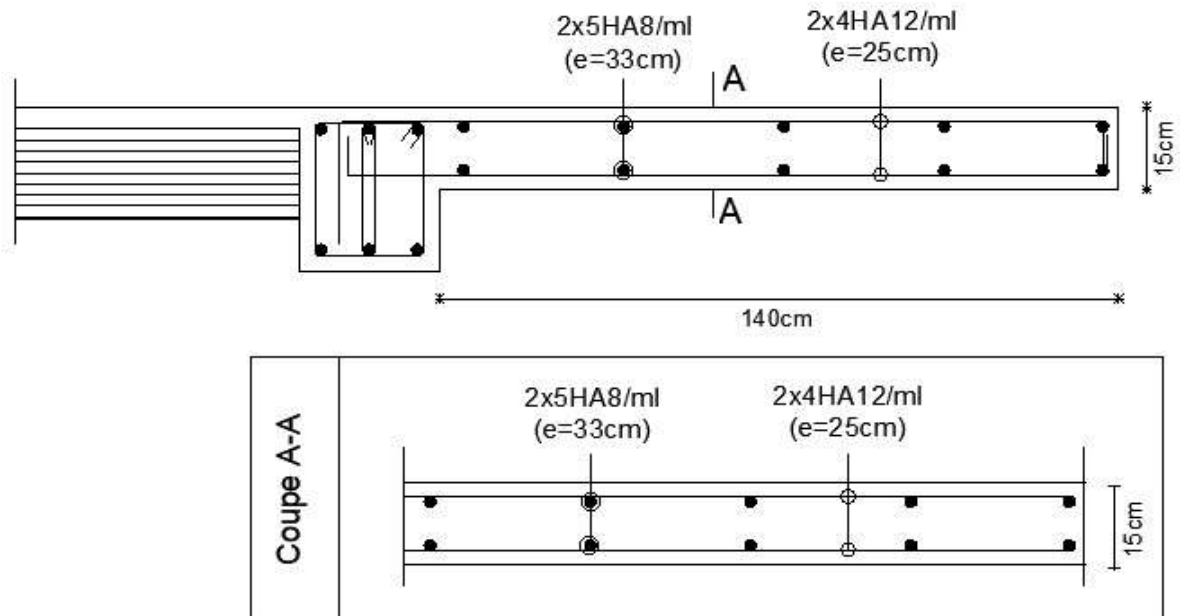
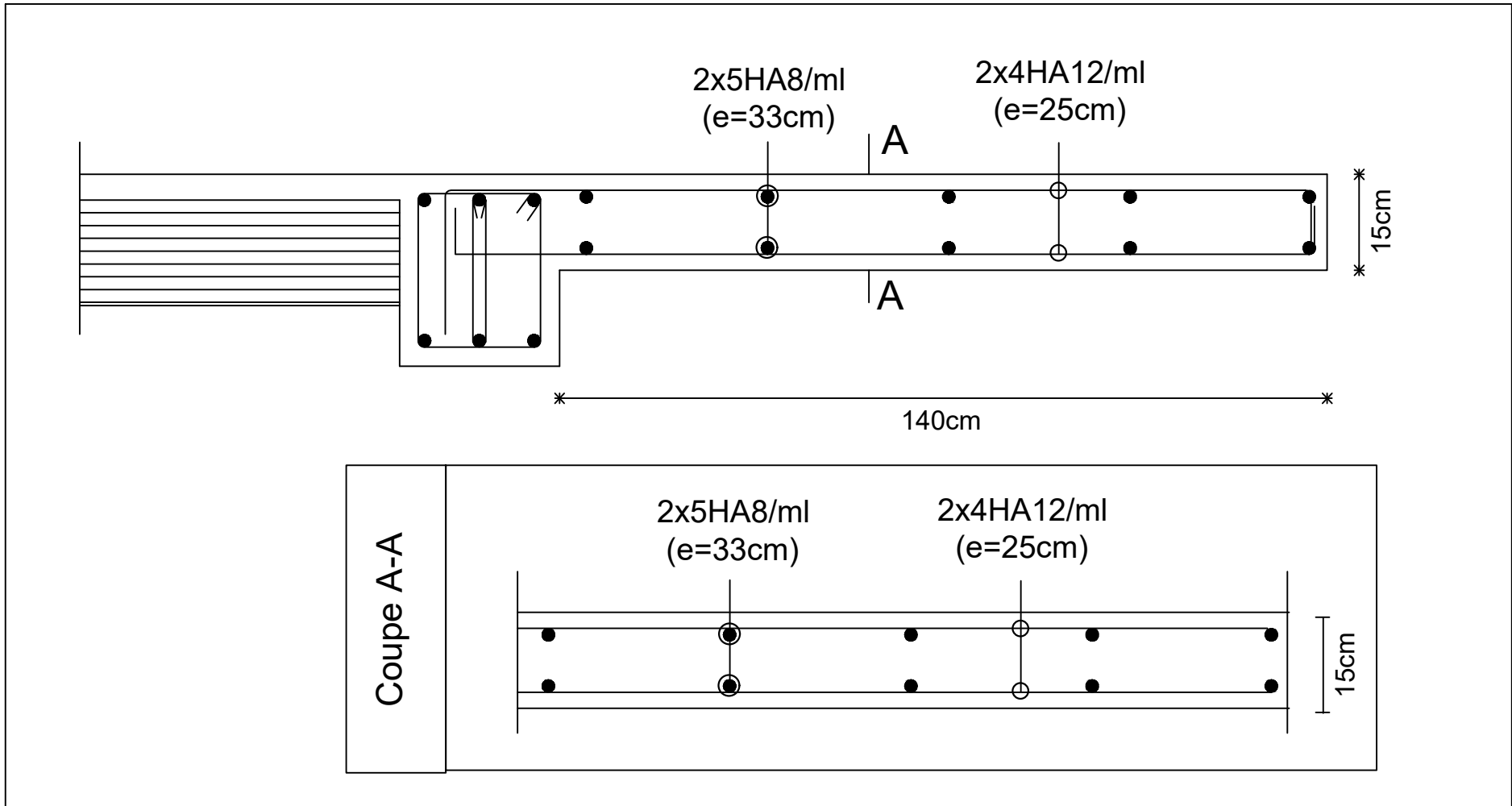


Figure III-7. Schéma ferrailage du balcon.

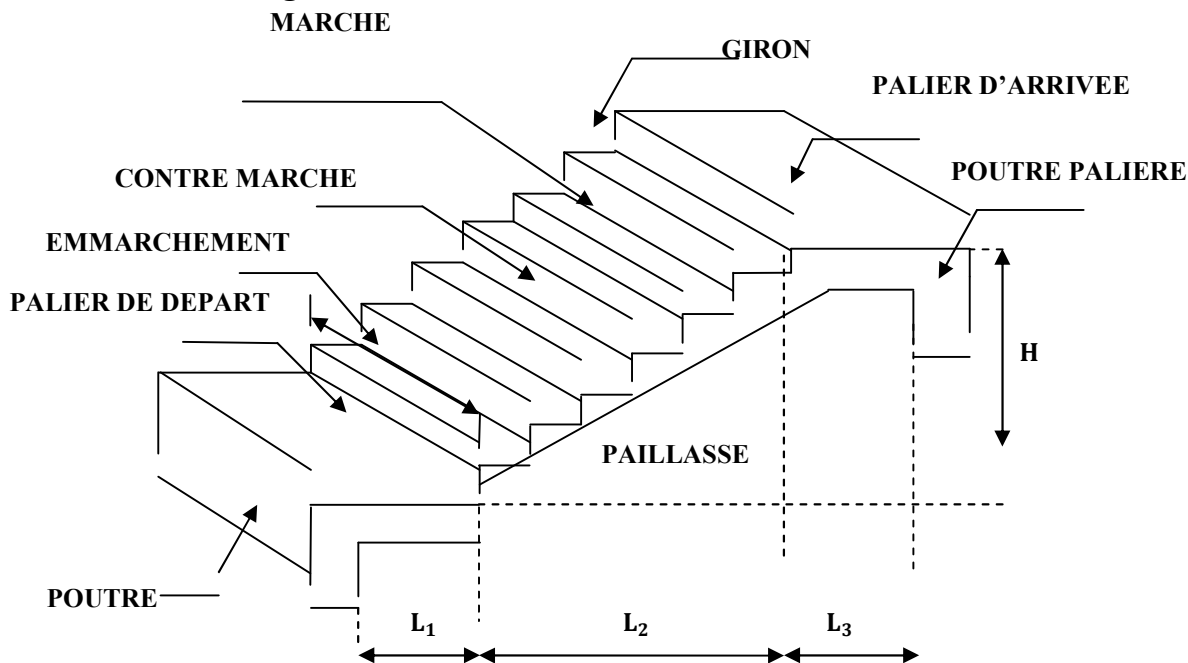


Calcul de l'escalier :

III.1.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

➤ Terminologie et Définitions :



La marche : est la partie horizontale. Sa forme en plan peut être :

Rectangulaire, trapézoïdale, arrondie.....etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

La hauteur de la marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron (g) : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. il y a une valeur constante de 28 cm au minimum.

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

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.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place,

Notre escalier est à deux type :

- Pour RDC : Deux volées et un palier intermédiaire.
- Pour étage courant : deux paliers et une volée intermédiaire

III.1.2 Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm} \dots\dots\dots \square$$

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

➤ Type 1 (étage courant)

- Le nombre de contre marche (n) :

$$16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

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

- Le nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 \Rightarrow m = 8.$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}; g = \frac{2,40}{8} = 30\text{cm}$$

On prend $g = 30\text{ cm}$.

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm} \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

- $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$
- $\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ.$

L_0 : longueur de la paillasse.

- $L_0 = 9 \times 0,30 = 2,40\text{m}$
- $\cos \alpha = \frac{2,40}{L_2} \dots\dots\dots L_2 = \frac{2,40}{\cos \alpha} = 2.76\text{m}.$
- $L = L_1 + L_2 + L_3 = 1,50 + 2,76 + 1,55 = 5,81 \text{ m}.$
- $\frac{581}{30} \leq ep \leq \frac{581}{20} \Rightarrow 19,36 \leq ep \leq 29,05\text{cm}.$

On prend : **ep = 20 cm.**

Remarque:

- Nous prenons une épaisseur de **20 cm** pour tous les escaliers des étages courants.
- on prend la même épaisseur pour la volée et le palier

Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep = 20cm.**

III.1.3 Détermination des Charges et surcharges :

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

a) La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.12 \text{ KN /ml}$
 - Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 29,53} \times 0.20 \times 25 = 5.74 \text{ KN/ml}.$
 - Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/ml}$
 - Carreaux Grés Céram (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/ml}$
 - Poids du garde corps..... = 0,20 KN/ml
 - Enduit de plâtre (2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/ml}$
- G=9,26KN/m.**

b) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,2 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$
 - Poids total du revêtement..... 1.6KN/ml
- G=6.6 KN/m.**

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier **Q = 2,5 kN / m.**

III.1.4 Calcul des efforts internes :

a) Combinaison de charges à l'ELU :

- **Volée :** $q_u^v = 1,35 \times 9,26 + 1,5 \times 2,5 = 16,25\text{KN/ml}.$

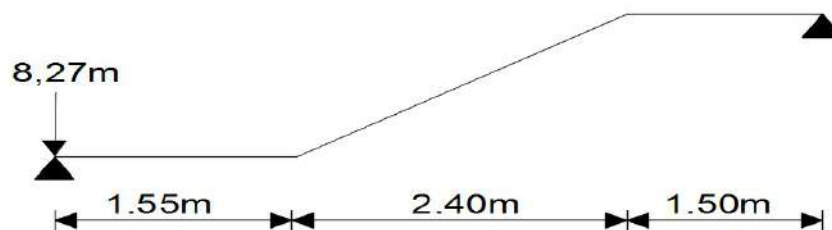
➤ **Palier** : $q_u^p = 1.35 \times 6,6 + 1.5 \times 2.5 = 12,66 \text{ KN/ml}$.

Remarque : Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

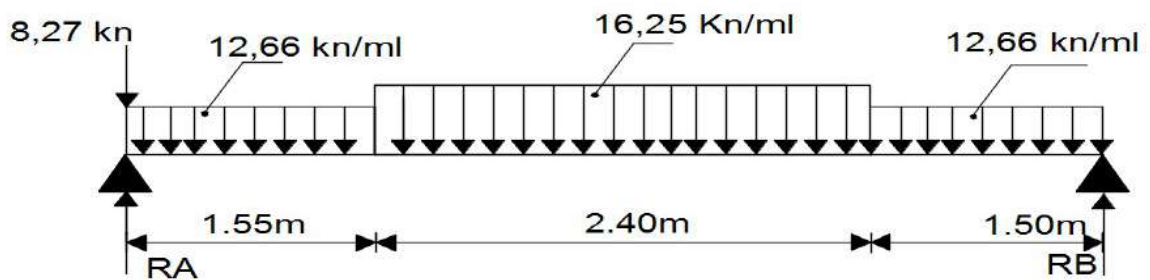
a) **Etude de 1^{er} type de paillasse:**

➤ **Mur extérieur**

$$p_m = 2,22 \times 2,76 \times 1,35 = 8,27$$



- Fig. III.1 coupe vertical de l'escalier étage courant.



-Figure. III.2 schéma statique de l'escalier.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\frac{\sum F}{y} = 0 \Rightarrow 1,55q_{u3} + 2,40q_{u1} + 1,50q_{u3} + F = R_A + R_B.$$

- $R_A + R_B = 1,55 \times 12,66 + 2,40 \times 16,25 + 1,50 \times 12,66 + 8,27 = 85,88 \text{ KN/ml.}$
- $R_A + R_B = 85,88 \text{ KN/ml.}$
- $\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1,55 \times \frac{1,55}{2} + q_{u1} \times 2,40 \times \left(1,55 + \frac{2,40}{2}\right) + q_{u3} \times 1,50 \times \left(3,95 + \frac{1,50}{2}\right)$
- $R_B \times 5,45 = 12,66 \times 1,55 \times \frac{1,55}{2} + 16,25 \times 2,40 \times \left(1,55 + \frac{2,4}{2}\right) + 12,66 \times 1,50 \times \left(3,95 + \frac{1,5}{2}\right)$
- $R_B = \frac{211,71}{5,45} \dots \dots \dots R_B = 38,84 \text{ KN.}$
- $R_A = 85,88 - 38,84 = 47,04 \text{ KN} \dots \dots \dots R_A = 47,04 \text{ KN}$

➤ Calcul des efforts internes:

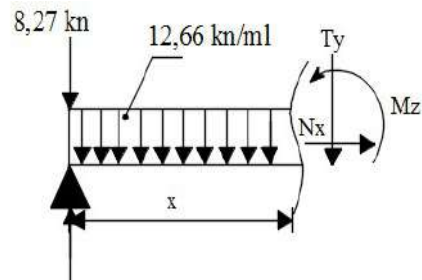
- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m.}$

$$\sum M/\delta = 0 \quad M_z = 47,04x - \frac{12,66 \times x^2}{2} - 8,27x = 38,77x - 6,33x^2$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,55 \rightarrow M_z = 44,88 \text{ KN.m}$

$$T_y = 47,04 - 12,66x - 8,27 = 38,77 - 12,66x$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 38,77 \text{ KN}$
- Pour $x=1,55 \rightarrow T_y = +19,147 \text{ KN}$



- 2^{eme} tronçon : $1,55 \text{ m} \leq x \leq 3,95 \text{ m}$

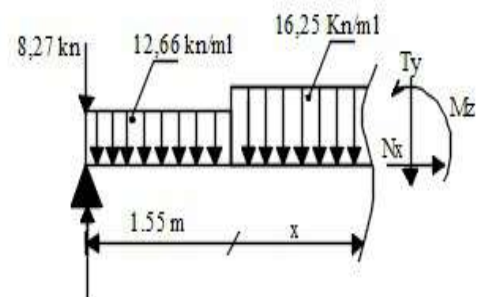
$$\sum M/\delta = 0 \quad M_z = 38,77x - \left(12,66 \times 1,55 \left(x - \frac{1,55}{2}\right)\right) - 16,26 \times \left(\frac{(x-1,55)^2}{2}\right)$$

- Pour $x=1,55 \rightarrow M_z = 44,88 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3,95 \rightarrow M_z = 44,02 \text{ KN.m}$

$$T_y = R_A - q_{u3}(1,55) - q_{u1}(x - 1,55)$$

$$T_y = +47,04 - 12,66 \times (1,55) - 16,25 \times (x - 1,55) - 8,27$$

- Pour $x=1,55 \rightarrow T_y = 19,147 \text{ KN.}$
- Pour $x=3,95 \rightarrow T_y = -19,85 \text{ KN.}$



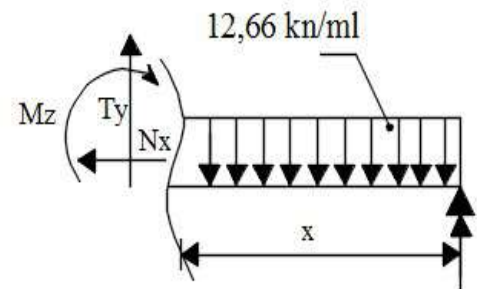
- 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$ m

$$\sum M/\delta = 0 \quad M_z = 38,84x - \frac{12,66 \times x^2}{2}$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.50 \rightarrow M_z = 44,02 \text{ KN.m}$

$$T_y = +12,66x - 38,84$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -38,84 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.5 \rightarrow T_y = -19,85 \text{ KN}$



$$T_y = +47,04 - 12,66 \times (1,55) - 16,25 \times (x - 1,55) - 8,27 = 0$$

- $x = \frac{44,33}{16,25} = 2,73$
- $M_z = 38,77x - \left(12,66 \times 1,55 \left(x - \frac{1,55}{2}\right) - 16,26 \times \left(\frac{(x-1,55)^2}{2}\right)\right)$
- $M_z = 56,16$

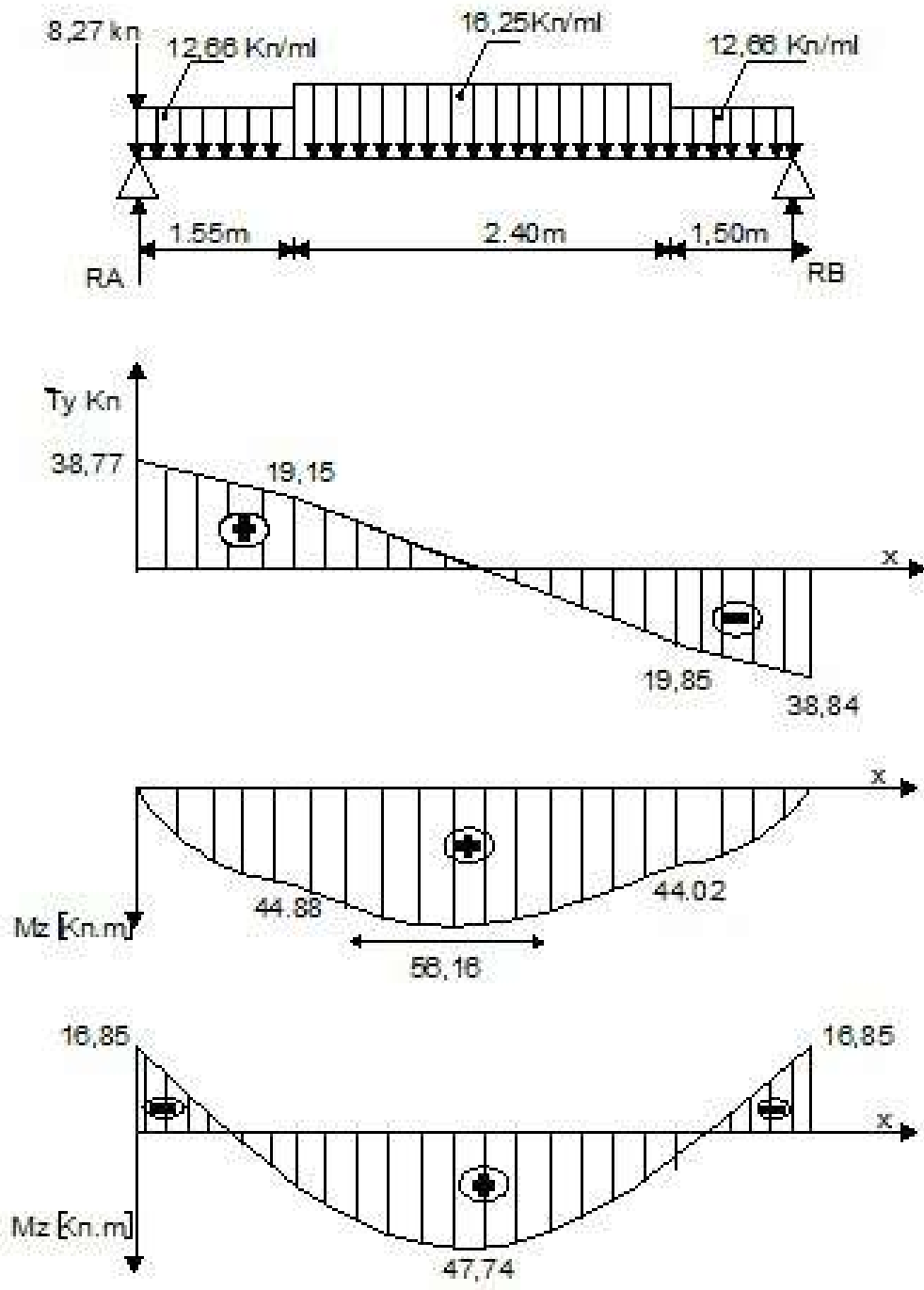
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 56,16 = -16,85 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 56,16 = 47,74 \text{ KN.}$$



-Figure. III.3 Diagrammes des efforts internes de l'escalier.

III.1.5 Ferrailage :

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$d = 18 \text{ cm} ; H = 20 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$

➤ **Aux appuis**

$M_{\max}^A = 16,85 \text{ KN.m}$

➤ **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{16,85 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0.036$$

$0.037 < \mu_{id} = 0.392$ Section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$\mu = 0.037$ $\beta = 0.982$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,85 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA14** $A_{Ap} = 10.77 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement..... $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement..... $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En travée**

$M_{\max}^t = 47,74 \text{ KN.m}$

➤ **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{47,74 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0.104 < \mu_{id} = 0.392$$

$\mu_a = 0,104 < \mu_l = 0,392$section simplement armée (S.S.A).

Remarque : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

$$\mu = 0.106 \dots \dots \dots \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.74 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 348} = 8.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA14** $A_{Ap} = 10,77 \text{ cm}^2$.

avec un espacement..... $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement..... $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.6 Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

- $A_a = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$condition vérifiée.
- $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

➤ **Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales**

- $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$
- $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition**

- $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$
- $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \text{ Avec : } T_{max} = 48,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{38,84 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,216 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

➤ **Entraînement des barres :(Art.A.6.1, 3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 7 \times 3,14 \times 1,4 = 30,77 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,84 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 307,7} = 0,779 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{sc}$ Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 14 : } L_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm.}$$

Remarque : Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers H.A.

- Pour les HA 12 : $L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 : $L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 38,84 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,479 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91) :**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{38,84 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{st \text{ adopté}} = 10,77 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots\dots$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes .

III.2.1 Vérification à l'ELS :

a) Combinaison de charges à l'ELS :

➤ Volée : $q_u^v = 9,26 + 2,5 = 11,76 \text{ KN/m}$.

➤ Palier : $q_u^p = 6,6 + 2,5 = 9,1 \text{ KN/m}$.

$$g_m = 2,22 \times 2,76 = 6,12.$$

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\frac{\sum F}{y} = 0 \Rightarrow 1,55 q_{u3} + 2,40 q_{u1} + 1,50 q_{u3} + F = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1,55 \times 9,1 + 2,40 \times 11,76 + 1,50 \times 9,1 + 6,12 = 62,10 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 62,10 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1,55 \times \frac{1,55}{2} + q_{u1} \times 2,40 \times \left(1,55 + \frac{2,40}{2}\right) + q_{u3} \times 1,50 \times \left(3,95 + \frac{1,50}{2}\right)$$

$$R_B \times 5,45 = 9,1 \times 1,55 \times \frac{1,55}{2} + 11,76 \times 2,40 \times \left(1,55 + \frac{2,4}{2}\right) + 9,1 \times 1,50 \times \left(3,95 + \frac{1,5}{2}\right)$$

$$R_B = \frac{152,70}{5,45}$$

- $R_B = 28,02 \text{ KN}$

$$R_A = 62,10 - 28,02 = 34,08 \text{ KN}$$

- $R_A = 34,08 \text{ KN}$.

c) Calcul des efforts internes:

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$.

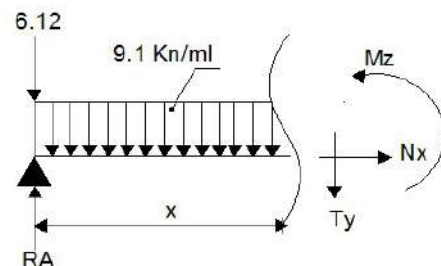
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 34,08 x - \frac{9,1 \times x^2}{2} - 6,12 x$$

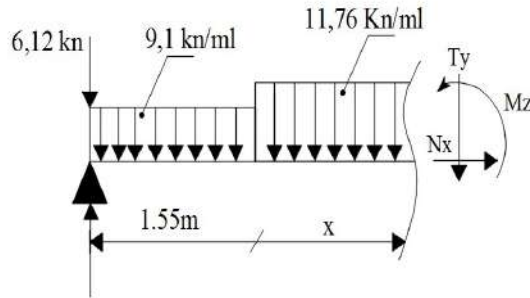
- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,55 \rightarrow M_z = 32,40 \text{ KN.m}$

$$T_y = +34,08 - 9,10x - 6,12$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = +27,96 \text{ KN}$
- Pour $x=1,55 \rightarrow T_y = +13,85 \text{ KN}$



- 2^{eme} tronçon : $1,55 \text{ m} \leq x \leq 3,95 \text{ m}$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 34,08x - 6,12x - \left(9,10 \times 1,55 \left(x - \frac{1,55}{2}\right)\right) - 11,76 \times \left(\frac{(x-1,55)^2}{2}\right).$$

- Pour $x=1,55$ $M_z = 32.40 \text{ KN.m}$.
- Pour $x= 3,95$ $M_z = 31.80 \text{ KN.m}$.

$$T_y = R_A - q_{u3}(1,55) - q_{u1}(x - 1,55) - 6,12.$$

$$T_y = +32,08 - 9,1 \times (1,55) - 11,76 \times (x - 1,55) - 6,12$$

- Pour $x=1,55$ $T_y = +13.85 \text{ KN}$.
- Pour $x=3,95$ $T_y = -14.37 \text{ KN}$.

- 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 28,02x - \frac{9,1 \times x^2}{2}$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,50 \rightarrow M_z = 31.80 \text{ KN.m}$

$$T_y = +9,1x - 28,02$$

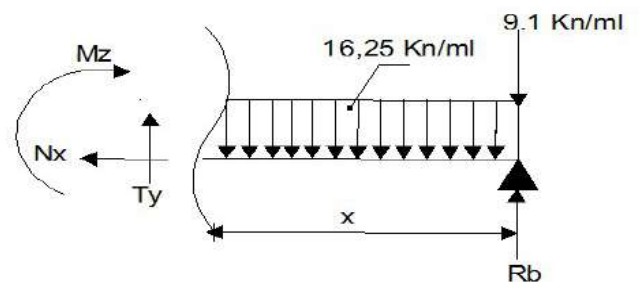
- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -28.02 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.5 \rightarrow T_y = -14.37 \text{ KN}$

$$T_y = 34,08 - 9,1 \times (1,55) - 11,76 \times (x - 1,55) - 6,12 = 0$$

$$x = \frac{32,08}{11,76} = 2,73.$$

$$M_z = 34,08x - 6,12x - \left(9,1 \times 1,55 \left(x - \frac{1,55}{2}\right)\right) - 11,76 \times \left(\frac{(x - 1,55)^2}{2}\right).$$

- $M_z = 40.56 \text{ kn.m}$



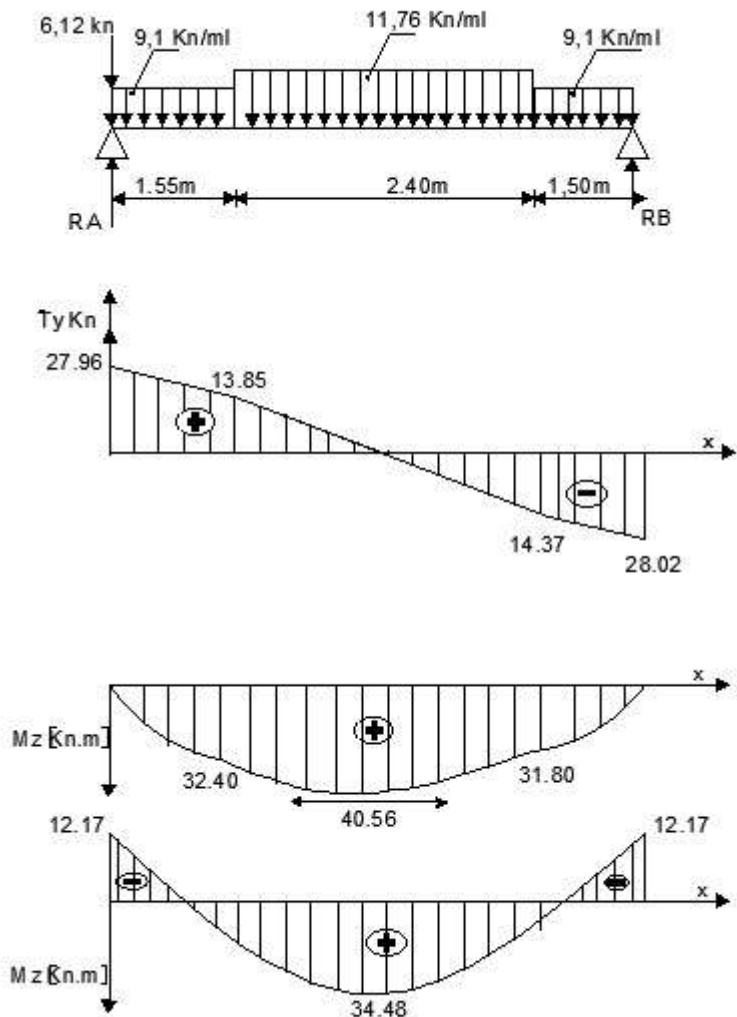
Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 40,56 = -12,17 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 40,56 = 34,48 \text{ KN}$$



-Figure. III.4 Diagrammes des efforts internes de l'escalier.

d) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

➤ **Aux appuis :**

1. Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec :}$$

$$A_{Ap} = 10,77 \text{ cm}^2 .$$

$$M_{Ap} = 10,58 \text{ KN.m.}$$

$$d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 18} = 0,598$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,62 \\ \beta_1 = 0,8855 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,58 \times 10^3}{0,8855 \times 18 \times 10,55} = 62,91 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 62,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,62} = 0,0349.$$

$$\sigma_{bc} = 0,0349 \times 62,91 = 2,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ En travée :

1. Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec}$$

$$A_t = 10,77 \text{ cm}^2$$

$$M_t = 29,98 \text{ KN.m}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 18} = 0,598$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,62 \\ \beta_1 = 0,8855 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{29,98 \times 10^3}{0,8855 \times 18 \times 10,77} = 174,64 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 174,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,30} = 0,0349$$

$$\sigma_{bc} = 0,0349 \times 174,64 = 6,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

e) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{545} = 0,031 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{La condition L n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.}$$

➤ Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$q_s = 11,76 \text{ KN/ml}$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 5,45 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$.

B_0 : surface de la section homogène

$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 10,77 = 2161,55 \text{ cm}^2$

S_{xx} : Moment statique

$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 10,77 \times 18 = 22907,9 \text{ cm}^3$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22907,9}{2161,55} = 10,60 \text{ cm}$

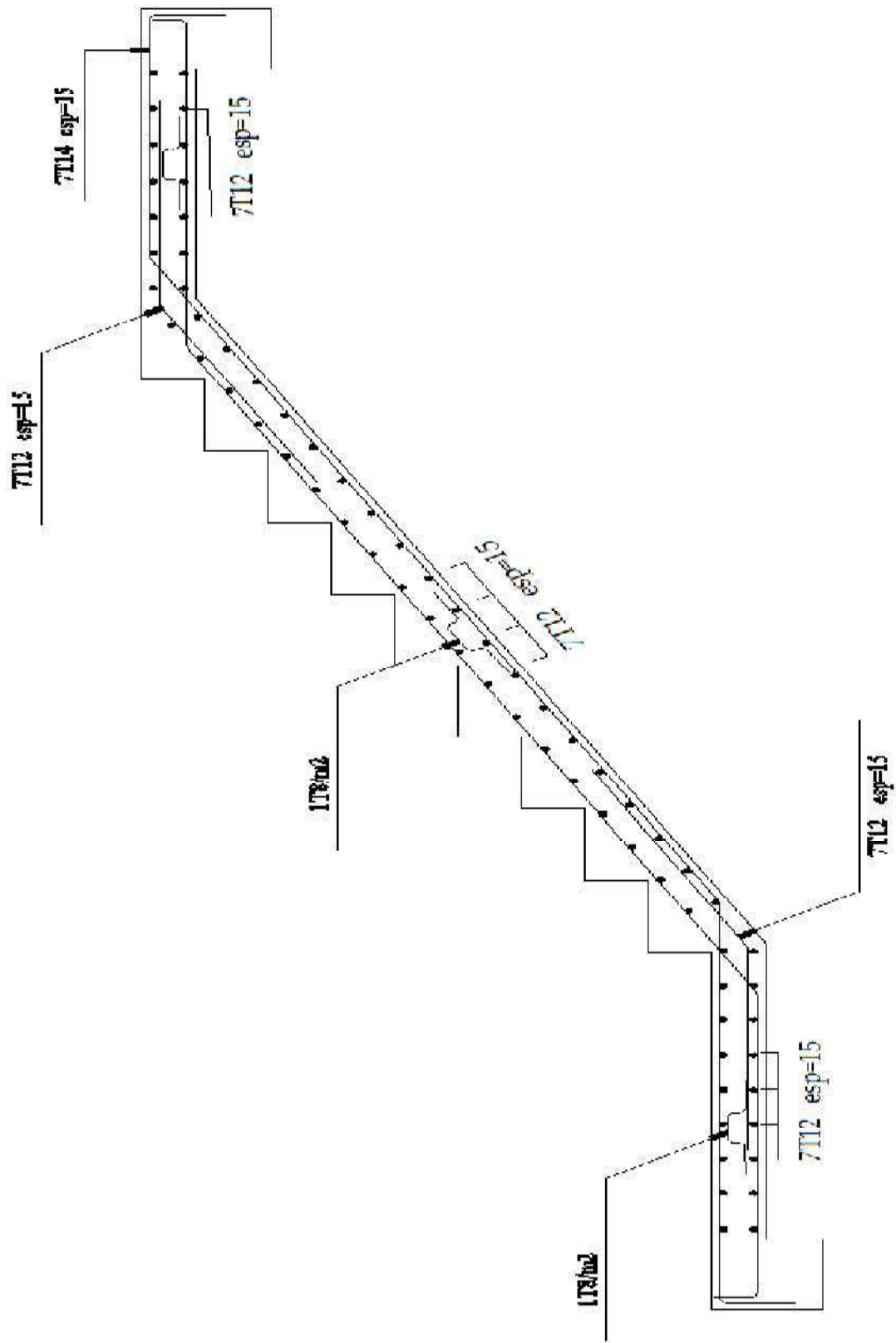
$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,60 = 9,4 \text{ cm}$

$I = \frac{100}{3} (10,6^3 + 9,4^3) + 15 \times 10,77 \times (9,4 - 2)^2 = 76233,14467 \text{ cm}^4$

$f = \frac{5}{384} \frac{11,76 \times 5,45^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 76233,14467 \times 10^{-8}} = 0,0055 \text{ m} = 0,55 \text{ cm}$

$\bar{f} = \frac{545}{500} = 1,09$

$f = 0,55 < \bar{f} = 1,09 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$



➤ Type 02 : RDC

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

- Le nombre de contre marches (n) :

$$16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm}$$

$$h = \frac{221}{13} = 17\text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend } h = 17\text{cm}.$$

- Le nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 \Rightarrow m = 8.$$

- Volée 1

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$g = \frac{150}{5} = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{on prend } g = 30 \text{ cm}.$$

- Volée 2

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$g = \frac{180}{6} = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{on prend } g = 30 \text{ cm}.$$

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Détermination de l'épaisseur de la paille

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \dots\dots\dots \alpha = 29,53^\circ. \text{ Avec :}$$

L_0 : longueur de la paille.

$$L_0 = 5 \times 0,30 = 1,50 \text{ m}$$

$$L_0 = 6 \times 0,30 = 1,60 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{L_0}{L_2} \Rightarrow L_i = \frac{L_0}{\cos \alpha}.$$

$$L_i = \frac{150}{\cos \alpha} = 172,39$$

$$L_i = \frac{180}{\cos \alpha} = 106,87$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 = 1,72 + 0,8 + 2,07 + 1,35 = 5,94 \text{ m}.$$

$$\frac{594}{30} \leq ep \leq \frac{594}{20} \Rightarrow 19,8 \leq ep \leq 29,7\text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend : } ep = 20 \text{ cm}.$$

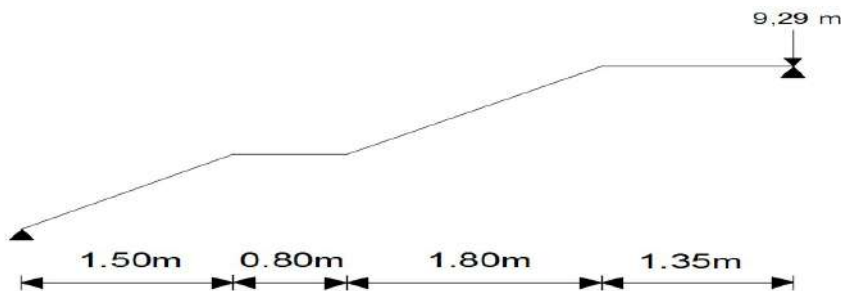
Conclusion :

- Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour l'escalier RDC
- Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.
- On opte pour une paille d'épaisseur $ep = 20\text{cm}$.

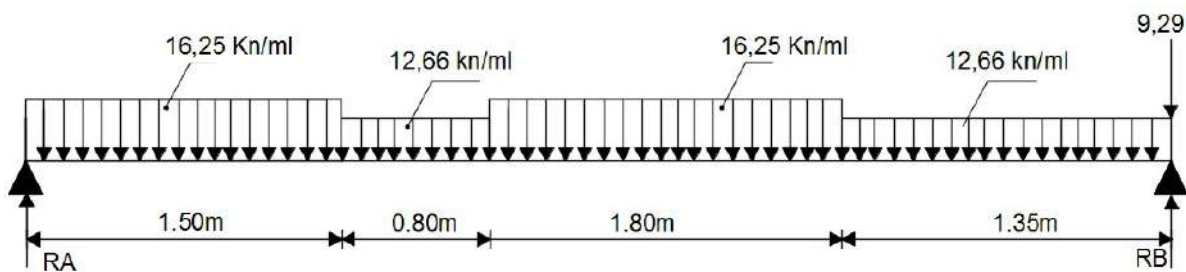
c) Etude de 2^{ème} type de pailles :

➤ Mur extérieur

$$p_m = (2,22 \times 3,10) * 1,35 = 9,29$$



- Figure. III.5 coupe verticale de l'escalier (RDC).



-Figure III.6 schéma statique de l'escalier

d) Calcul des réactions d'appuis :

$$\frac{\sum F}{y} = 0 \Rightarrow 1,5 q_{u1} + 0,80 q_{u3} + 1,80 q_{u1} + 1,35 q_{u3} + F = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1,5 \times 16,25 + 0,80 \times 12,66 + 1,80 \times 16,25 + 1,35 \times 12,66 + 9,29 = 90,134 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 90,13 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times \frac{1,50^2}{2} + q_{u1} \times 0,80 \times \left(1,50 + \frac{0,80}{2}\right) + q_{u3} \times 1,80 \times \left(2,30 + \frac{1,80}{2}\right) + q_{u1} \times 1,35 \times \left(4,10 + \frac{1,35}{2}\right) + F \times 5,45$$

$$R_B \times 5,45 = 16,25 \times \frac{1,50^2}{2} + 12,66 \times 0,80 \times \left(1,50 + \frac{0,80}{2}\right) + 16,25 \times 1,80 \times \left(2,30 + \frac{1,80}{2}\right) + 12,66 \times 1,35 \times \left(4,10 + \frac{1,35}{2}\right) + 9,29 \times 5,45.$$

$$R_B = \frac{263,87}{5,45}$$

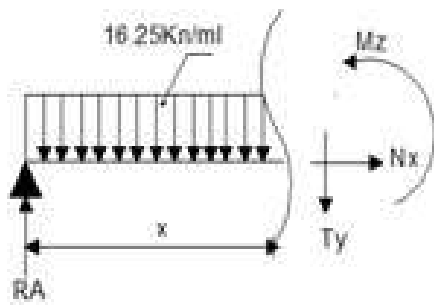
$$R_B = 48,41 \text{ KN.}$$

$$R_A = 90,13 - 48,41 = 41,72 \text{ KN}$$

$$R_A = 41,72 \text{ KN.}$$

e) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 41,72x - \frac{16,25 \times x^2}{2}$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,5 \rightarrow M_z = 44,30 \text{ KN.m}$

$$T_y = +41,72 - 16,25x$$

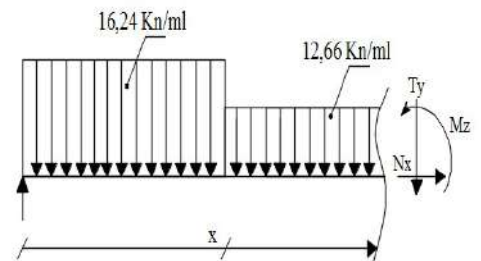
- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 41,72 \text{ KN}$
- Pour $x=1,5 \rightarrow T_y = 17,35 \text{ KN}$

• 2^{eme} tronçon : $1,50 \text{ m} \leq x \leq 2,30 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 41,72x - \left(16,25 \times 1,5 \left(x - \frac{1,5}{2} \right) - 12,66 \times \frac{(x - 1,5)^2}{2} \right)$$

- Pour $x=1,50 \rightarrow M_z = 44,30 \text{ KN.m}$
- Pour $x=2,30 \rightarrow M_z = 54,12 \text{ KN.m}$

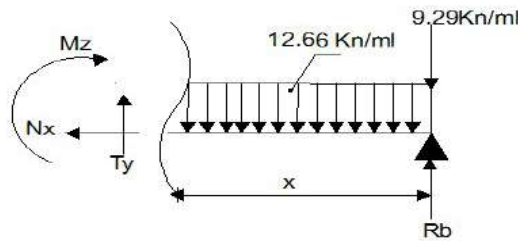


$$T_y = R_A - q_{u3}(1,5) - q_{u1}(x - 1,5)$$

$$T_y = 41,72 - 16,25 \times (1,5) - 12,66 \times (x - 1,5)$$

- Pour $x=1,50 \rightarrow T_y = 17,35 \text{ KN}$.
- Pour $x=2,30 \rightarrow T_y = 7,22 \text{ KN}$

- 4^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.35m$



$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = 48,41x - \frac{12,66 \times x^2}{2} - 9,29x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.35 \rightarrow M_z = 41,27 \text{ KN.m}$

$$T_y = 12,66x - 48,41 + 9,29 \text{ Pour } x=0 \rightarrow T_y = -39,12 \text{ KN.}$$

- Pour $x=1.35 \rightarrow T_y = -22,03 \text{ KN.}$

- 3^{eme} tronçon : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,15 \text{ m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

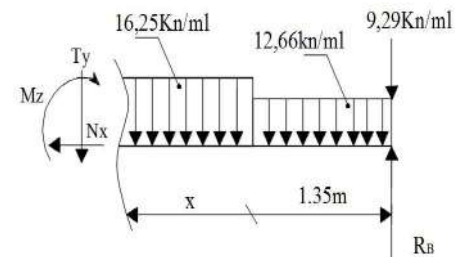
$$M_z = 48,41x - 9,29x - \left(12,66 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2}\right)\right) - 16,25 \times \left(\frac{(x - 1,35)^2}{2}\right)$$

- Pour $x=1,35 \rightarrow M_z = 41,27 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3,15 \rightarrow M_z = 55,12 \text{ KN.m}$

$$T_y = R_A - q_{u3}(1,35) - q_{u1}(x - 1,35)$$

$$T_y = -48,41 + 12,66 \times (1,35) + 16,25 \times (x - 1,35) + 9,29$$

- Pour $x=1,35 \rightarrow T_y = -22,03 \text{ KN.}$
- Pour $x=3,15 \rightarrow T_y = 7,21 \text{ KN}$



$$T_y = -48,41 + 12,66 \times (1,35) + 16,25 \times (x - 1,35) + 9,29 = 0$$

$$x = \frac{43,96}{16,25} = 2,70$$

$$M_z = 48,41x - 9,29x - \left(12,66 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2}\right)\right) - 16,25 \times \left(\frac{(x - 1,35)^2}{2}\right)$$

$$M_z = 56,20 \text{ Kn.m}$$

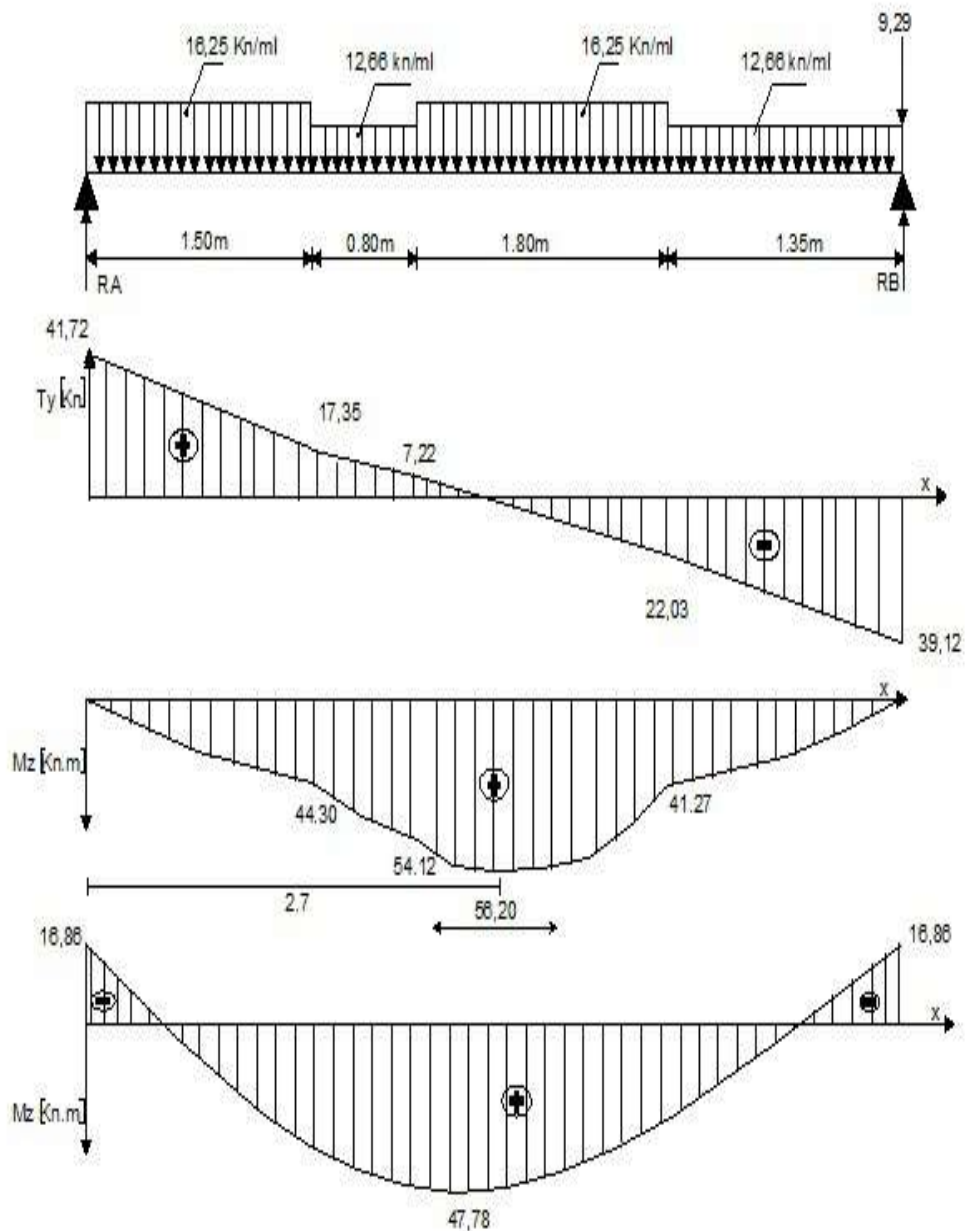
Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 56,20 = -16,86 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 56,20 = 47,78 \text{ KN.m}$$



-Figure. III.7 diagrammes des efforts internes.

III.2.2 Ferrailage :**➤ Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 18 \text{ cm} ; H = 20 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

➤ Aux appuis

$$M_{\max}^A = 16,86 \text{ KN.m}$$

➤ Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{16,86 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,036.$$

$$0,036 < \mu_{id} = 0,392 \dots \dots \dots \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,036$$

$$\beta = 0,982$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,68 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 7HA14 $\Rightarrow A_{Ap} = 10,77 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ En travée

$$M_{\max}^t = 47,78 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{47,78 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0.104 < \mu_{id} = 0.392$$

$\mu_a = 0,104 < \mu_l = 0,392$ section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$\mu = 0.104$

$\beta = 0.945$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47,78 \times 10^3}{0,945 \times 15 \times 348} = 9,68 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 7HA14 $\Rightarrow A_{Ap} = 10,77 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ar} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.3 Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$A_a = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

b) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales** $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition**..... $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

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

c) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \quad \text{Avec : } T_{\max} = 41,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{41,72 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,231 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,231 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

d) Entraînement des barres :(Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

- $\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.
- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 7 \times 3,14 \times 1,4 = 30,77 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{41,72 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 307,7} = 0,836 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{sc}$ Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Longueur du scellement droit :(Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 14 : } L_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A

- Pour les HA 12 : $L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 : $L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm}$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 41,72 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,515 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

g) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{41,72 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 10,77 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

III.2.4 Vérification à l'ELS :**a) Combinaison de charges à l'ELS :****> Volée**

$$q_u^v = 9,26 + 2,5 = 11,76 \text{ KN/m.}$$

> Palier

$$q_u^p = 6,6 + 2,5 = 9,1 \text{ KN/m.}$$

$$p_m = 2,22 \times 3,10 = 6,88 \text{ KN/m.}$$

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\frac{\sum F}{y} = 0 \Rightarrow 1,5 q_{u1} + 0,80 q_{u3} + 1,80 q_{u1} + 1,35 q_{u3} + F = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1,5 \times 11,76 + 0,80 \times 9,1 + 1,80 \times 11,76 + 1,35 \times 9,1 + 6,88 = 65,25 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 65,25 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times \frac{1,50^2}{2} + q_{u1} \times 0,80 \times \left(1,55 + \frac{0,80}{2}\right) + q_{u3} \times 1,80 \times \left(2,30 + \frac{1,80}{2}\right) + q_{u1} \times 1,35 \times \left(4,10 + \frac{1,35}{2}\right) + F \times 5,45$$

$$R_B \times 5,45 = 11,76 \times \frac{1,50^2}{2} + 9,1 \times 0,80 \times \left(1,5 + \frac{0,80}{2}\right) + 11,76 \times 1,80 \times \left(2,30 + \frac{1,80}{2}\right) + 9,1 \times 1,35 \times \left(4,10 + \frac{1,35}{2}\right) + 6,88 \times 5,45$$

$$R_B = \frac{190,95}{5,45}$$

$$R_B = 35,04 \text{ KN.}$$

$$R_A = 65,25 - 35,04 = 30,21 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,21 \text{ KN.}$$

c) Calcul des efforts internes:

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

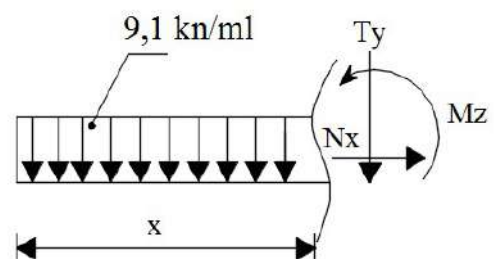
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 30,21x - \frac{11,76 \times x^2}{2}$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,5 \rightarrow M_z = 32,08 \text{ KN.m}$

$$T_y = +30,21 - 11,76x$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = +30,21 \text{ KN}$
- Pour $x=1,5 \rightarrow T_y = 12,57 \text{ KN}$



- 2^{eme} tronçon : $1,50 \text{ m} \leq x \leq 2,30$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 30,21x - \left(11,76 \times 1,5 \left(x - \frac{1,5}{2} \right) - 9,1 \times \left(\frac{x-1,5}{2} \right)^2 \right)$$

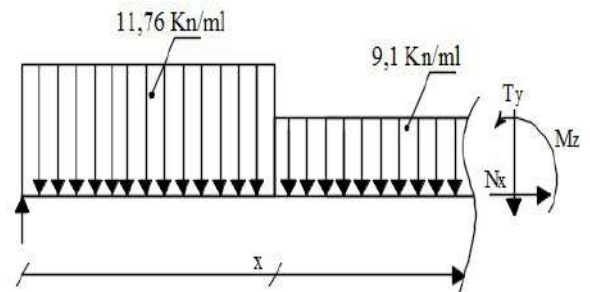
Pour $x=1,50 \rightarrow M_z = 32,08 \text{ KN.m}$

Pour $x=2,30 \rightarrow M_z = 39,23 \text{ KN.m}$

$$T_y = R_A - q_{u3}(1,5) - q_{u1}(x - 1,5)$$

$$T_y = 30,21 - 11,76 \times (1,5) - 9,1 \times (x - 1,5)$$

- Pour $x=1,50 \rightarrow T_y = 12,57 \text{ KN}$.
- Pour $x=2,30 \rightarrow T_y = 5,29 \text{ KN}$.



- 3^{eme} tronçon : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,15 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

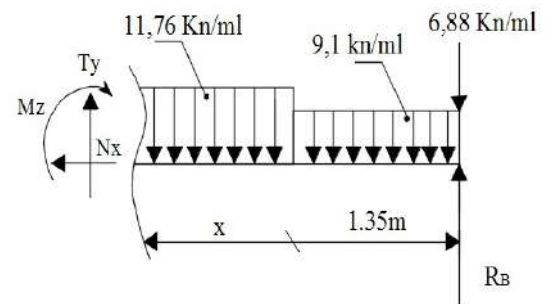
$$M_z = 35,04x - 6,88x - \left(9,1 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2} \right) - 11,76 \times \left(\frac{x-1,35}{2} \right)^2 \right)$$

- Pour $x=1,35 \rightarrow M_z = 29,72 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3,15 \rightarrow M_z = 39,23 \text{ KN.m}$

$$T_y = R_A - q_{u3}(1,35) - q_{u1}(x - 1,35)$$

$$T_y = -35,04 + 9,1 \times (1,35) + 11,76 \times (x - 1,35) + 6,88$$

- Pour $x=1,35 \rightarrow T_y = -15,87 \text{ KN}$.
- Pour $x=3,15 \rightarrow T_y = 5,29 \text{ KN}$



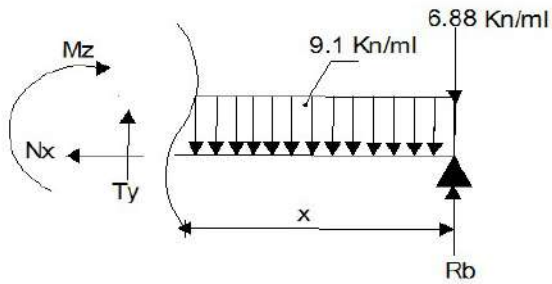
$$T_y = 35,04 - 9,1 \times (1,35) - 11,76 \times (x - 1,35) - 6,88 = 0$$

$$x = \frac{31,75}{11,76} = 2,70$$

$$M_z = 48,79x - 9,11x - \left(12,66 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2} \right) - 16,76 \times \left(\frac{x-1,35}{2} \right)^2 \right)$$

$M_z = 52,25 \text{ kn.m}$

- 4^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$ m



$$\sum M/\delta = 0 \quad M_z = 35,04x - \frac{9,1 \times x^2}{2} - 6,88x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.35 \rightarrow M_z = 29,72 \text{ KN.m}$

$$T_y = +9,1x - 35,04 + 6,88$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -28,16 \text{ KN.}$
- Pour $x=1.35 \rightarrow T_y = -15,87 \text{ KN.}$

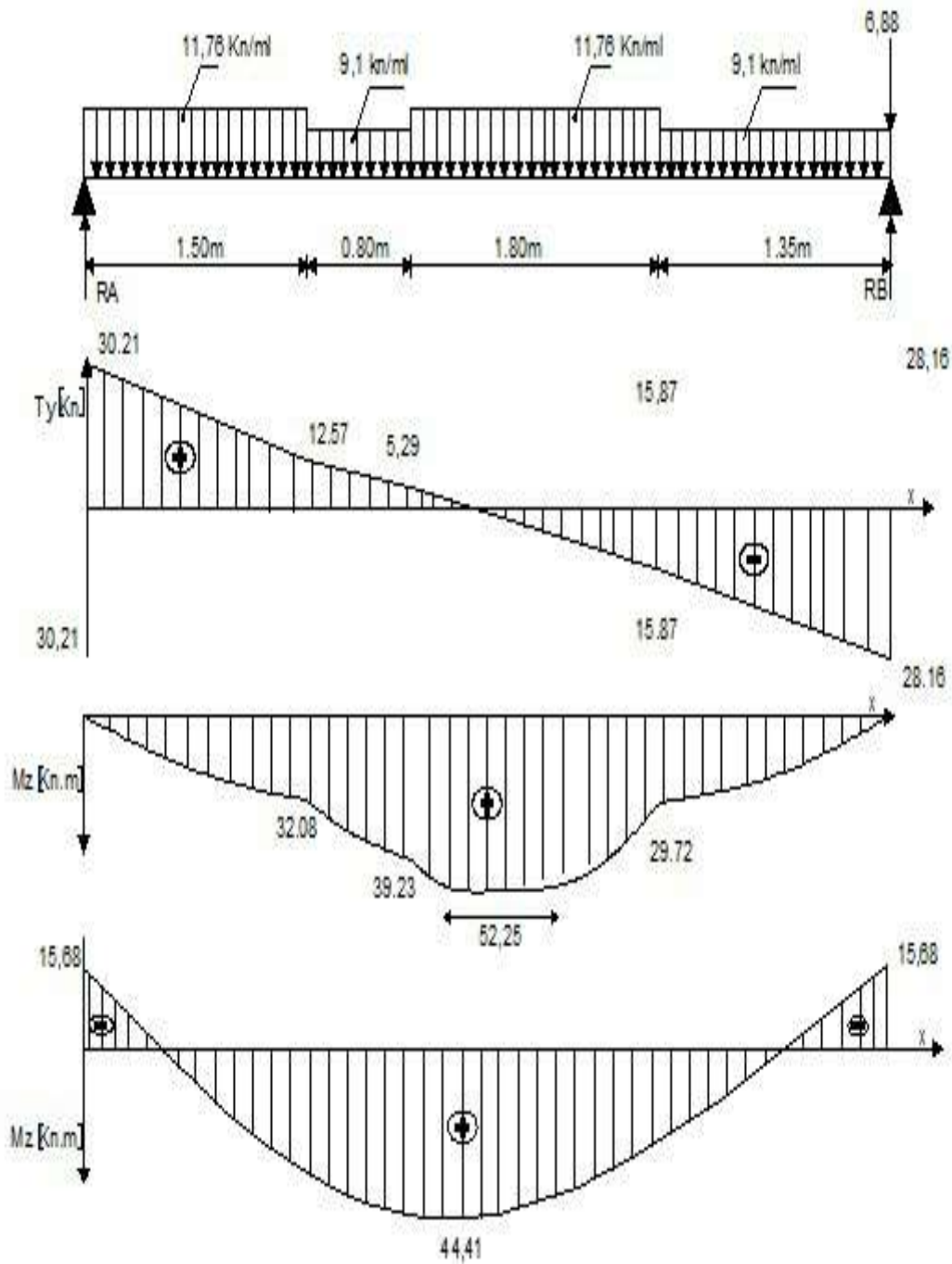
- **Remarque :** Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 52,25 = -17,18 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 52,25 = 48,67 \text{ KN}$$



-Figure III.8 diagrammes des efforts internes.

d) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

➤ **Aux appuis :**

1. Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec :}$$

$$A_{Ap} = 10,77 \text{ cm}^2 ;$$

$$M_{Ap} = 15,68 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 18} = 0,598$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,62 \\ \beta_1 = 0,8855 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,68 \times 10^3}{0,8855 \times 18 \times 10,55} = 93,24 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 93,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,62} = 0,0349$$

$$\sigma_{bc} = 0,0349 \times 93,24 = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

1. Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 10,77 \text{ cm}^2 ; M_t = 44,41 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 10,77}{100 \times 18} = 0,598$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,62 \\ \beta_1 = 0,8855 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{44,41 \times 10^3}{0,8855 \times 18 \times 10,77} = 258,7 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 258,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c2} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec :}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,30} = 0,0349$$

$$\sigma_{bc} = 0,0349 \times 258,7 = 9,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

e) Etat limite de déformation(Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{545} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,0625$. La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

f) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^2}{384 \cdot E_v \cdot I} \leq \bar{f}$$

$$\text{La flèche admissible de la poutrelle est : } \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\text{Avec : } q_s = 11,76 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$$l = 5,45 \text{ m : portée entre nus d'appuis,}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différé égal à } 10818,86 \text{ MPa (voir chapitre 1)}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 10,77 = 2161,55 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 10,77 \times 18 = 22907,9 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22907,9}{2161,55} = 10,60 \text{ cm}$$

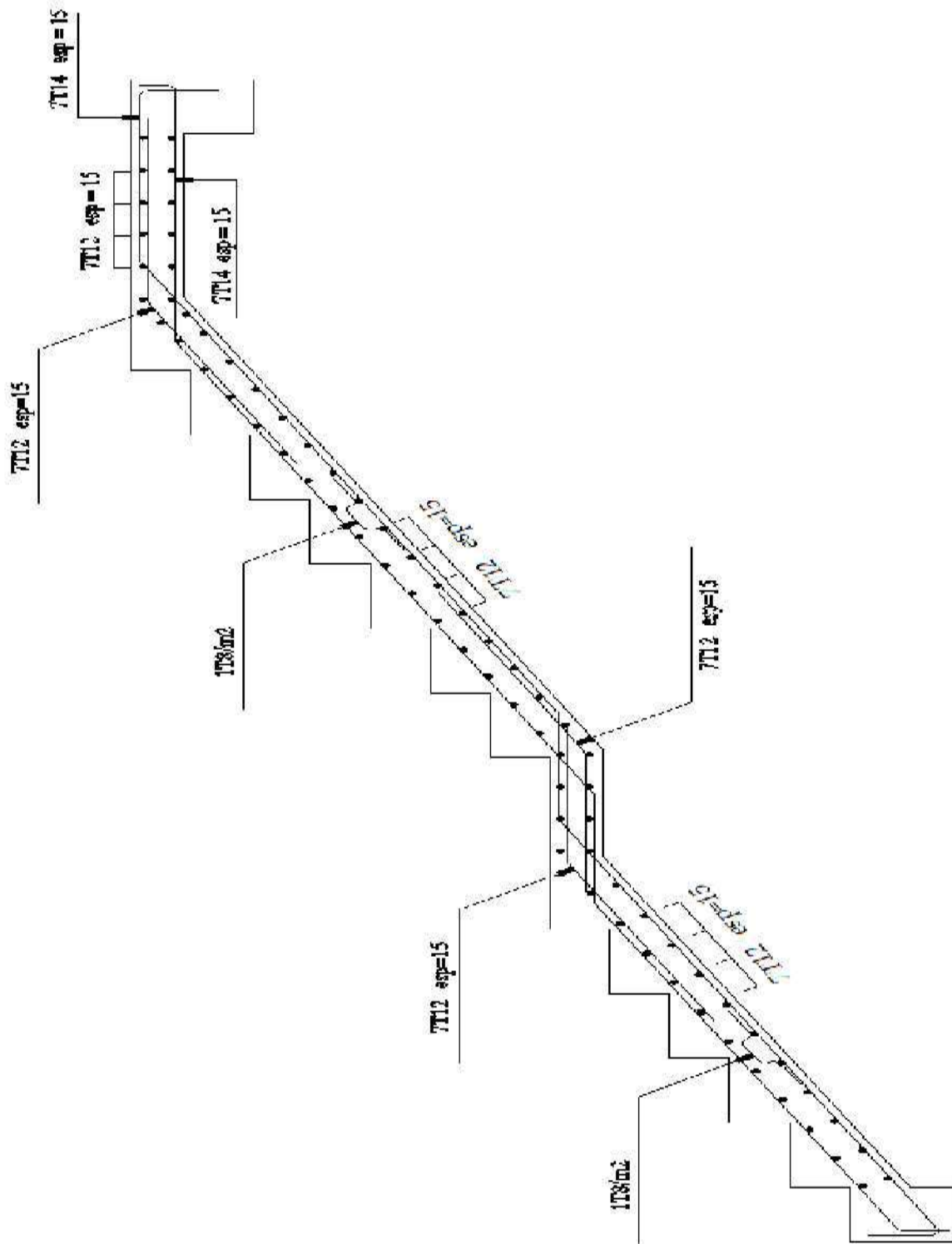
$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,60 = 9,4 \text{ cm}$$

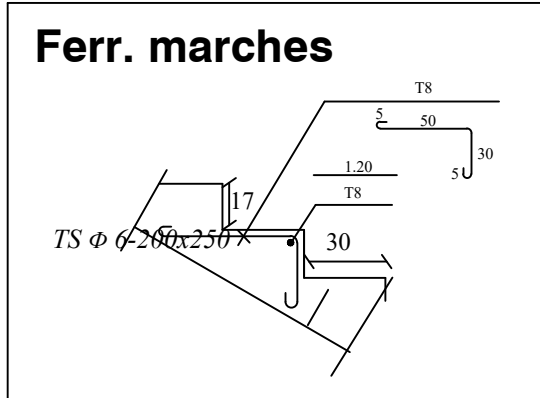
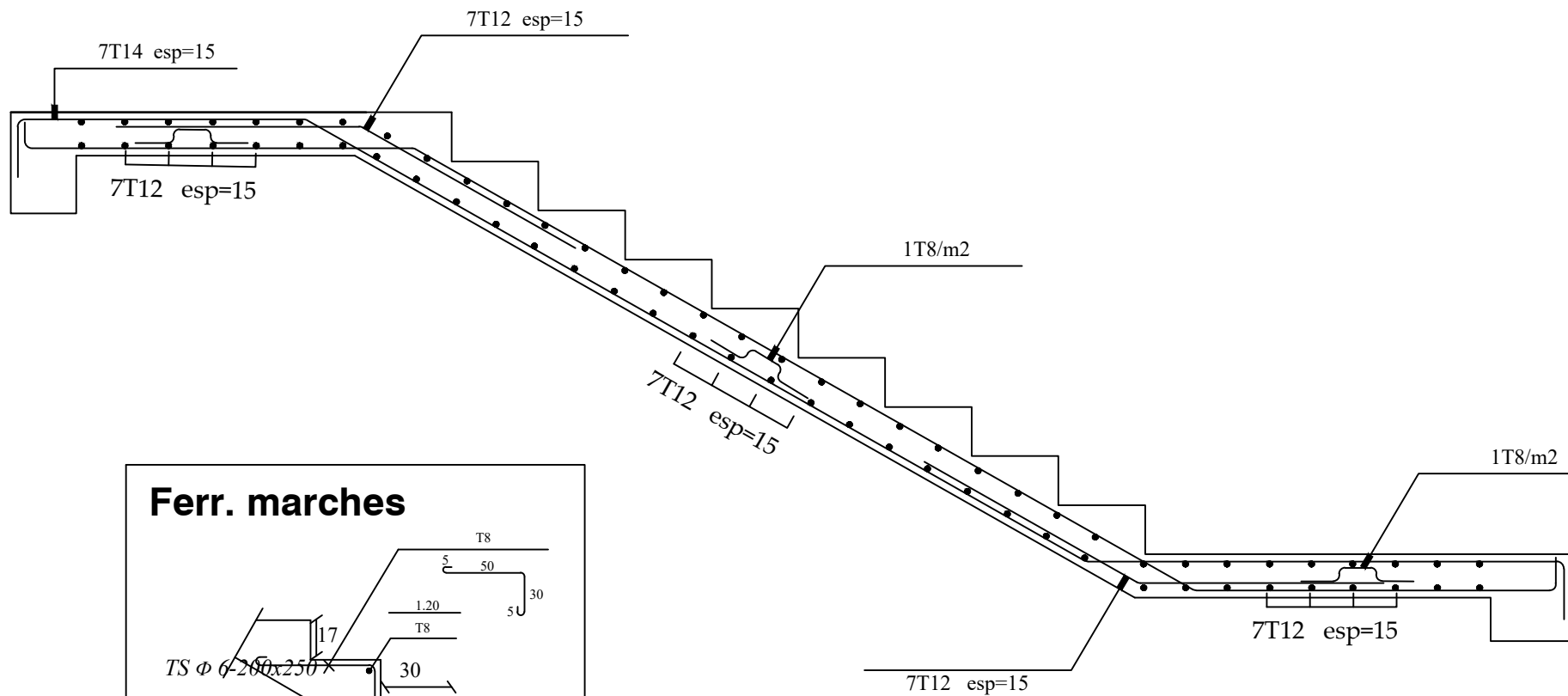
$$I = \frac{100}{3} (10,6^3 + 9,4^3) + 15 \times 10,77 \times (9,4 - 2)^2 = 76233,14467 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 11,76 \times 5,45^2 \times 10^3}{384 \cdot 1081,886 \times 10^6 \times 76233,14467 \times 10^{-8}} = 0,0055 \text{ m} = 0,55 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{545}{500} = 1,09$$

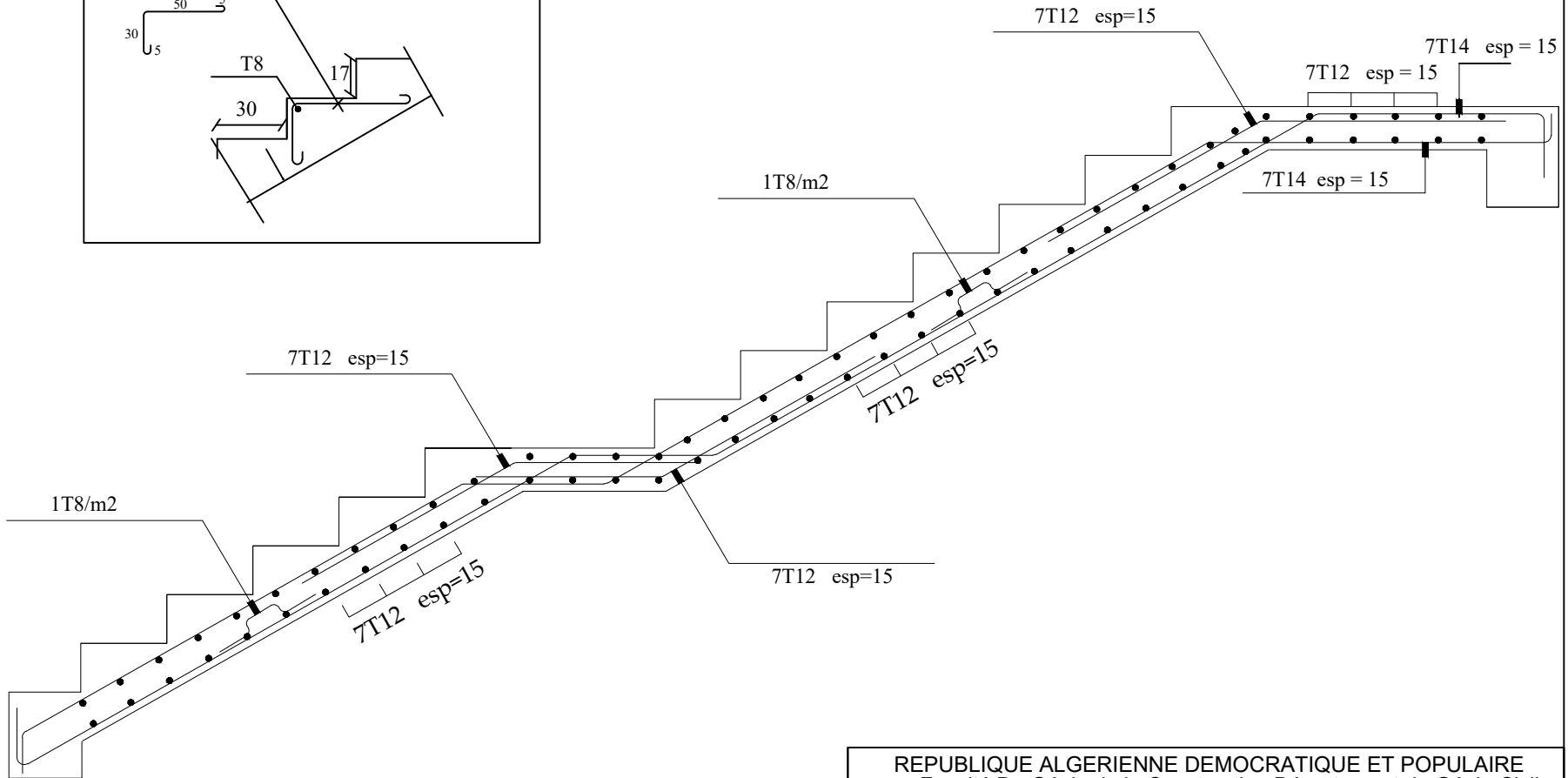
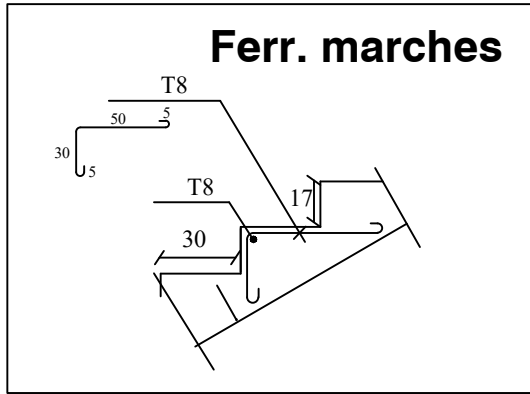
$$f = 0,55 < \bar{f} = 1,09 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme HADDAD.K	Ferrailage de l'escalier d'étage courant	Echelle: 1/25
Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA		Plan
		Promotion: 2021

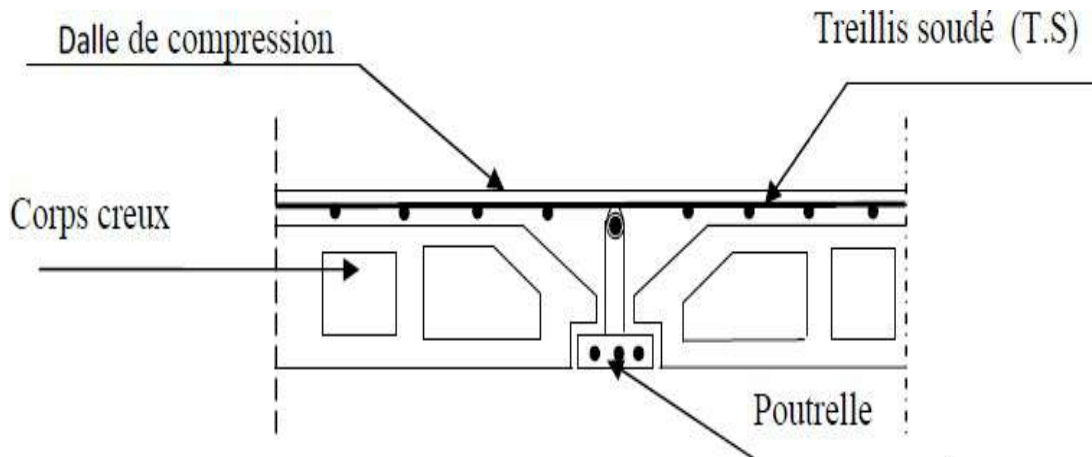
Ferr. marches



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme HADDAD.K	Ferrailage de l'escalier du RDC	Echelle: 1/25
Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA		Plan
		Promotion: 2021

Calcul des planchers en corps creux

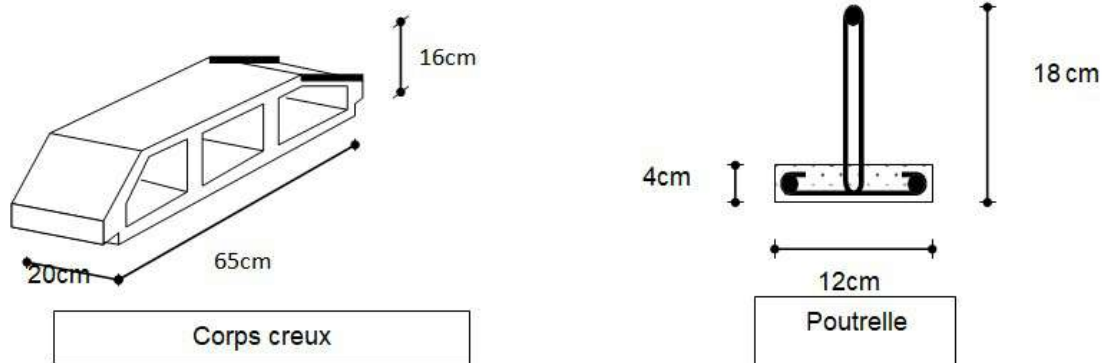
Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.



-Figure III-1 Coupe verticale sur un plancher en corps creux-

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).



III.1.1. Ferrailage de la dalle de compression

Elle est ferrillée avec un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33 cm : pour les armatures parallèles aux poutrelles.

L_a : longueur de l'ourdis.

L : entre axe des poutrelles; $50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$, $L = 65 \text{ cm}$.

➤ **Armatures \perp aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

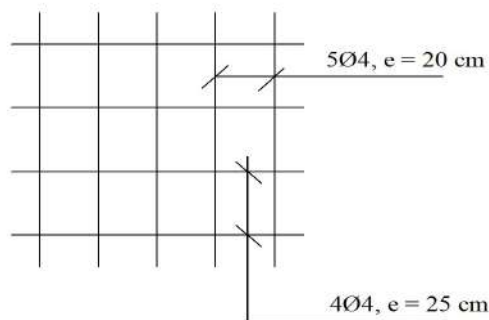
Soit : $A_{\perp} = 5 \text{ HA4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Avec $St = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures //aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 4 \text{ HA4} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Avec $St = 25 \text{ cm}$.

Conclusion : on adoptera un treillis soudé (TLE 520)



-Fig. III-2 : Treillis soudé de 20x25 cm-

III.1.2. Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes. :

➤ **Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et de la main d'œuvre.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/m}$.

La main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$G = 0,74 \text{ KN/ml}$.

a) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L=3.05\text{m}$).

➤ **Combinaison de charges :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

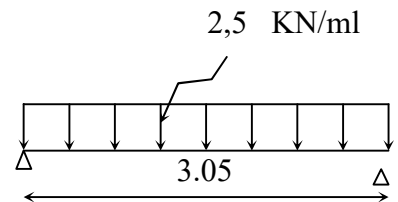
$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ KN/m}$.

➤ **calcul du moment isostatique :**

$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3.05^2}{8} = 2.0907 \text{ kN.m}$

➤ **L'effort tranchant max :**

$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.05}{2} = 3.813 \text{ kN}$

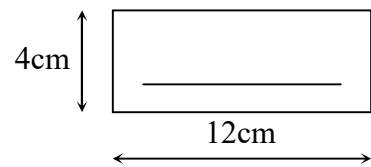


➤ **ferraillage de la poutrelle :**

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{2.907 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 4.265 > 0.392$

$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$



Conclusion :

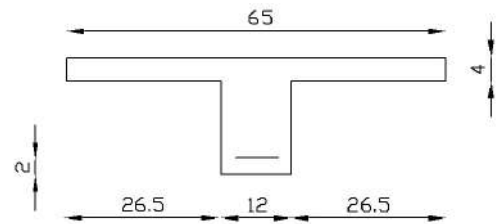
La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des Armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais Intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de Compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

➤ **Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

- h = 16 + 4 = 20Hauteur de la poutrelle.
- h_o = 4 cm..... Hauteur de la dalle de compression.
- b_o = 12 cm..... Largeur de la nervure.
- $b_1 \leq \min \{L_0 / 2 ; L / 10 ; 8 \times h_0 \}$
- L_o = distance entre deux poutrelles ;
- L_o = 65 - 12 = 53 cm.
- L : largeur de la plus grande travée : L = 3,05 m
- D'ou $b_1 \leq \min \{53 / 2 ; 305 / 10 ; 8 \times 4 \}$
- $b_1 \leq \min \{26.5 ; 30.5 ; 32 \} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$
- b = 2 b₁ + b_o = 65 cm.



➤ **Charges et surcharges :**

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher :G = 5,24 x 0,65 = 3,41 KN/ml
- Surcharges d'exploitation :Q = 1,5 x 0,65 = 0,975 KN/ml
- qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,41) + 1,5 (0,975) = 6,06 KN/ml

➤ **Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

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

1. La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \}$$

$$2 \times G = 2 \times 5,24 = 10,48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2 G = 10,48 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3,05 / 2,65 = 1,15. \\ L_i / L_{i+1} = 2,65 / 2,95 = 0,89, \\ L_i / L_{i+1} = 2,95 / 2,75 = 1,07. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ L_i / L_{i+1} = 2,75 / 2,95 = 0,93 \\ L_i / L_{i+1} = 2,95 / 2,65 = 1,11. \\ L_i / L_{i+1} = 2,65 / 3,05 = 0,86. \end{array} \right.$$

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

-Les conditions sont vérifiées, donc **la méthode forfaitaire est applicable.**

b) Principe de la méthode : [BAEL modifié 99 J. P. Mougin .art .III .4]

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 M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

c) Présentation de la méthode :

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée Soumise aux mêmes charges.
- M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée Considérée.
- α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 5,24} = 0,22 \quad ; (0 < \alpha < 2/3)$$

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

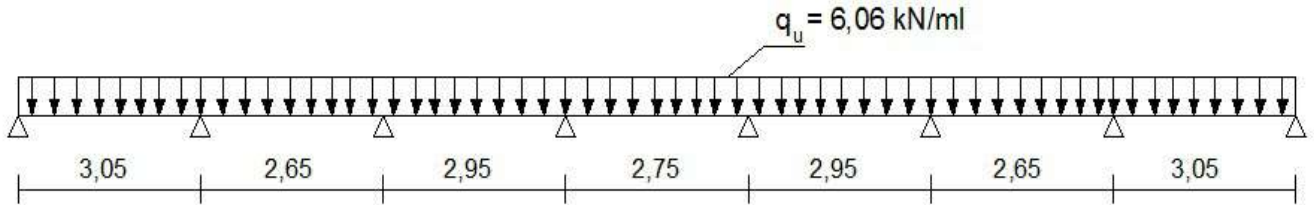
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad M_t \geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05 M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} . \\ \bullet \quad M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} \quad \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ \bullet \quad M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2} \quad \text{Dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,22 \quad \Rightarrow \quad (1 + 0,3\alpha) = 1,066 \quad \Rightarrow \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,533 \quad ; \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633$$

d) Etude des poutrelles

Nous avons à calculer deux types de poutrelles : à trois travées et à sept travées.

➤ Poutrelles à sept travées :



➤ Calcul des moments isostatiques :

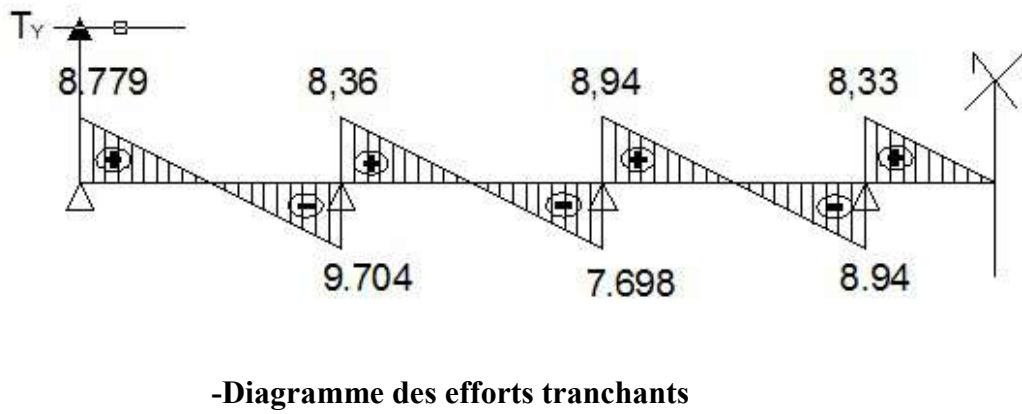
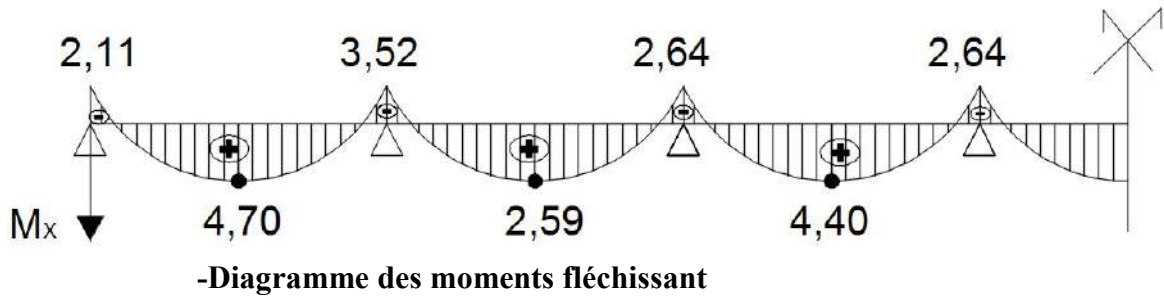
$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$



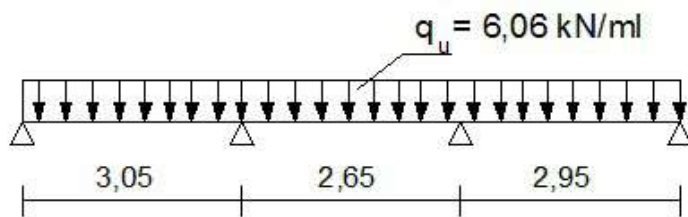
La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2} \quad T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

Type	Appuis	L _i	Moment				Effort tranchant		
			M _{oi}	Coefficient	M _{appui}	α	M _{traverse}	T _w	T _e
I	1			0,3	2,11	0,22		8,779	-9,704
	2	3,05	7,05	0,5	3,52	0,22	4,70	8,363	-7,698
	3	2,65	5,32	0,4	2,64	0,22	2,59	8,939	-8,939
	4	2,95	6,59	0,4	2,64	0,22	4,40	8,333	-8,333
	5	2,75	5,73	0,4	2,64	0,22	3,47	8,333	-8,333
	6	2,95	6,59	0,4	2,64	0,22	4,40	7,698	-8,363
	7	2,65	5,32	0,5	3,52	0,22	2,59	9,704	-8,779
	8	3,05	7,05	0,3	2,11	0,22	4,70	/	/



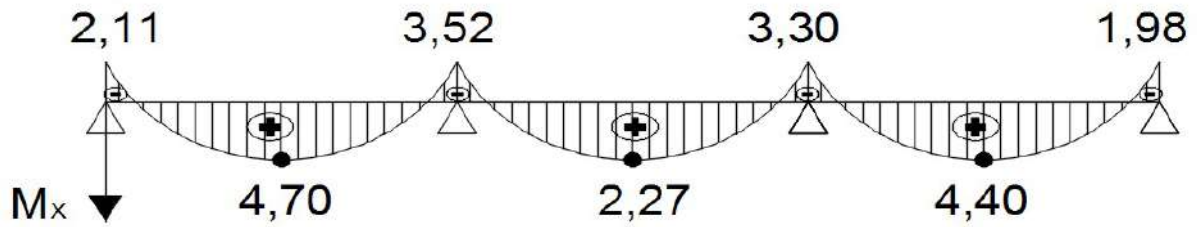
➤ Poutrelle à trois travées :



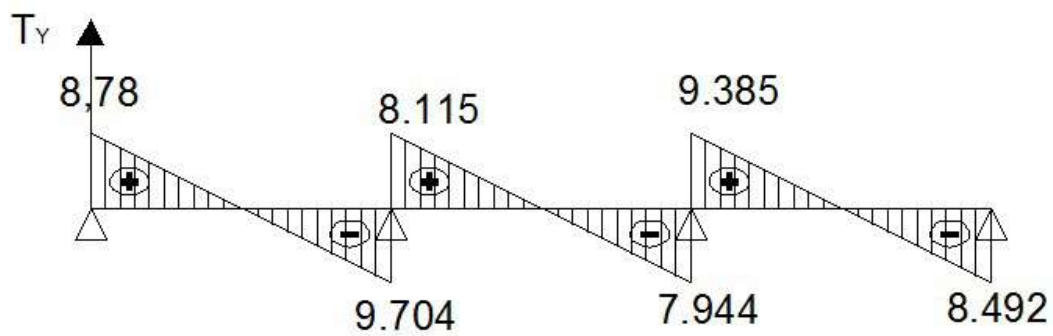
➤ Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$$

Type	Appuis	L_i	Moment				Effort tranchant		
			M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	M_{max}	T_x	T_e
II	1			0,3	2,11	0,22		8,779	9.704
	2	3,05	7,05	0,5	3,52	0,22	4,70	8,115	-7,944
	3	2,65	5,32	0,5	3,30	0,22	2,27	9,385	-8,492
	4	2,95	6,59	0,3	1,98	0,22	4,40	/	/



-Diagramme des moments fléchissant :



-Diagramme des efforts tranchants

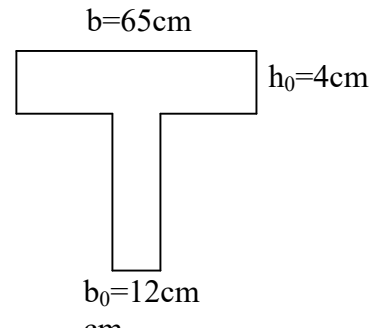
➤ **Poutrelle à trois travées :**

➤ **Ferraillage:**

Le ferraillage se fera à l'ELU avec les moments **Max** en **travées** et sur **appuis**.

Le moment équilibré par la table est:

- $M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)]$
- $M_{table} = 59,072 \text{ KN.m.}$
- $M_{table} > M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.



Donc, nous aurons à calculer une section rectangulaire de section **(b x h)**.

➤ **En travées**

$$M_{max}^T = 4,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,70 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.016 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,70 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,756 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 2HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 1,57 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{max}^A = 3,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,52 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.064 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.064 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,967$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,52 \times 10^3}{0,967 \times 18 \times 348} = 0,581 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: 1HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 0,79 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à L'ELU:**

a) **Condition de non fragilité:**

➤ **En travée :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c2} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **vérification de l'effort tranchant (art. A.5,1.1 / BAEL 91):**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 9.70 \text{ KN.}$$

a) Calcul la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

b) Calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{9.70 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.449 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

c) Calcul des armatures transversales (art. A.7,2.2 / BAEL 91):

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35} ; 8 ; \frac{120}{10}\right) = \min(5.71 ; 8 ; 12) \Rightarrow \phi = 5.71 \text{ mm.}$$

$$\text{On opte pour une section d'armature 2HA6} \Rightarrow A_{Ap} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 6$.

➤ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque : Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égal à $S_t = 5 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}} \quad \text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 0,953 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,953 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3,14 \times 10 = 31,40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,70 \times 10^3}{0,9 \times 31,4 \times 180} = 1,90 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,90 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres:**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

➤ **vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1, 211/BAEL 99)**

On doit vérifier que: $\tau_u < \overline{\tau_u}$ la fissuration est peu nuisible.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{9,70 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$A_{\min} = 0,23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 18 \times \frac{0,21}{40} = 0,26 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

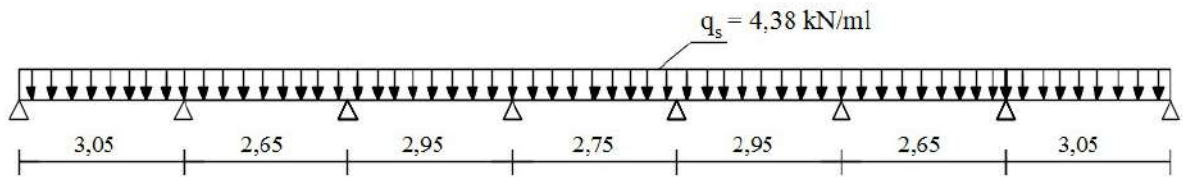
Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0,4 \times 35,273 = 14,11 \text{ cm}$

b) Calcul à l'ELS :

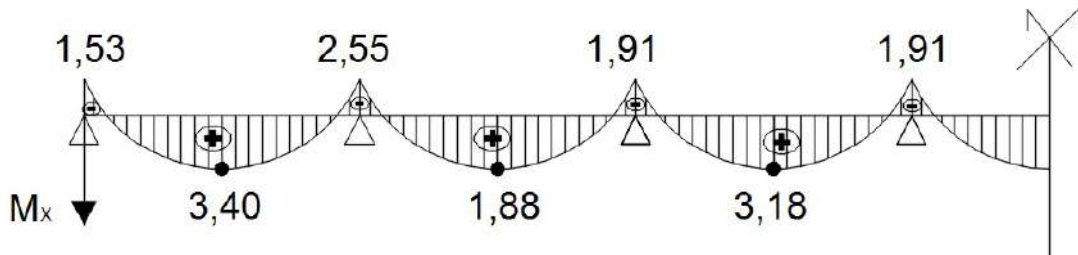
$$q_s = G + Q = 3,41 + 0,975 = 4,38 \text{ KN/ml}$$



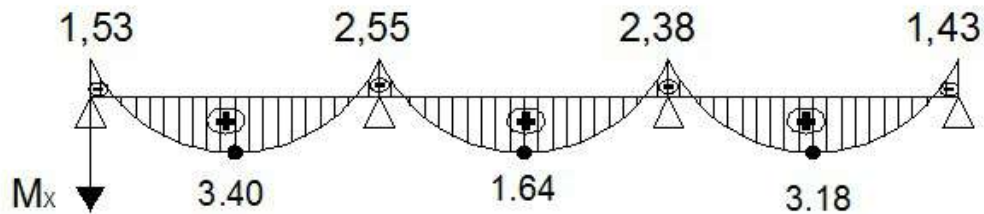
$$q_s / q_u = 4,38 / 6,06 = 0,723 \rightarrow M_s = 0,723 M_u$$

➤ Diagramme des moments fléchissant :

a) pour sept travées :

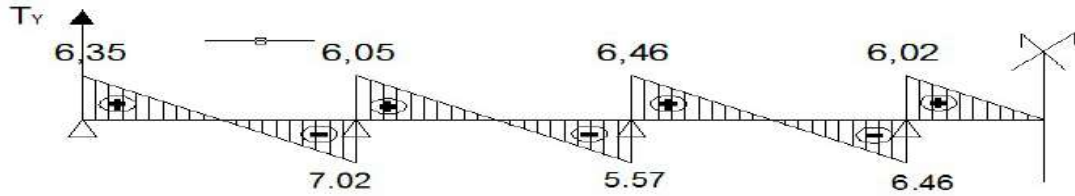


b) pour trois travées :

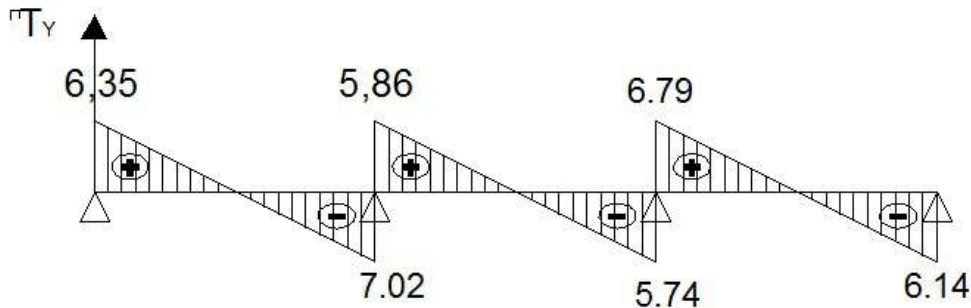


➤ Diagramme des efforts tranchants :

a) Pour sept travées :



b) Pour trois travées :



➤ Moments fléchissant:

- Sur appuis..... $M_{a \max} = 2,55 \text{ KN.m}$.
- En travées..... $M_{t \max} = 3,40 \text{ KN.m}$.
- Efforts tranchants $V_{u \max} = 7,01 \text{ KN}$.
- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Dans l'acier
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Dans le béton

➤ Aux appuis :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 0,79 \text{ cm}^2 ; M_{\max}^a = 2,55 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}.$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 0,79}{12 \times 18} = 0,365$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 38,53 \\ \beta_1 = 0,9465 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{2,55 \times 10^3}{0,9465 \times 18 \times 0,79} = 189,46 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 18,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,53} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 189,46 = 5,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_t = 3,40 \text{ KN.m ; } d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,7268$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 25,49 \\ \beta_1 = 0,876 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{3,40 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 137,34 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 137,34 = 5,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,38 \times \frac{3,05^2}{8} = 5,09 \text{ KN m.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{matrix} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{305} = 0,065 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

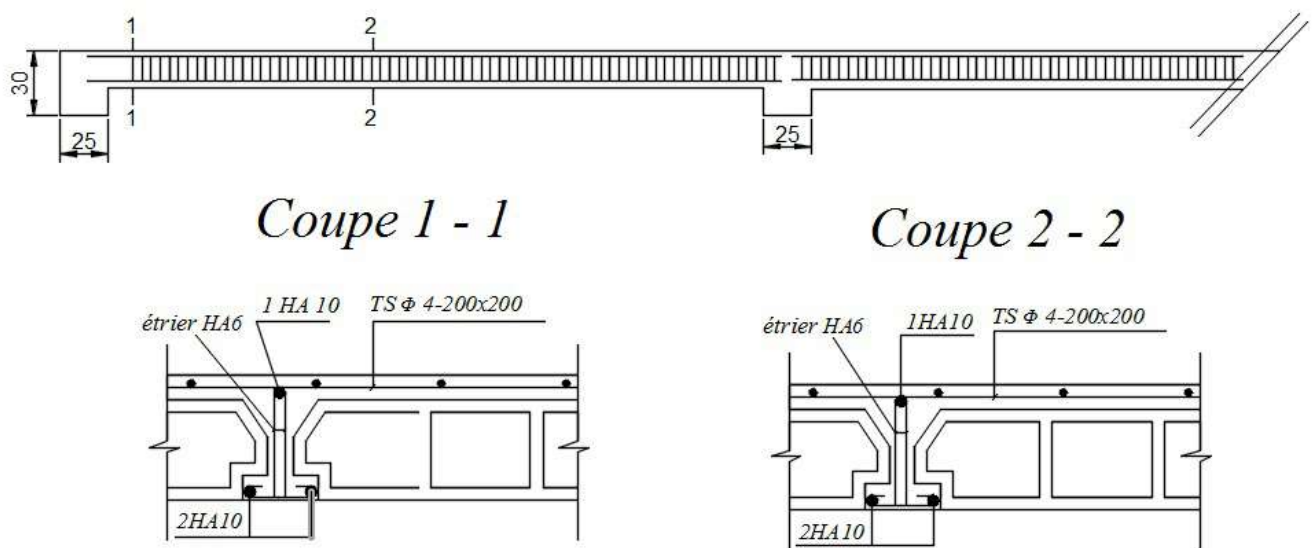
$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

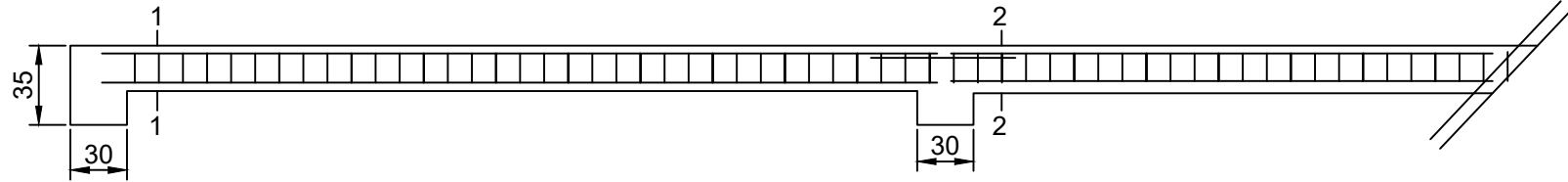
$$\frac{h}{l} = \frac{20}{3005} = 0,065 > \frac{3,40}{15 \times 5,09} = 0,044 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont **vérifiées**, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

Conclusion :

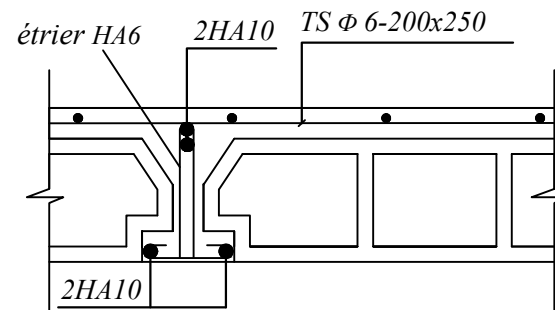
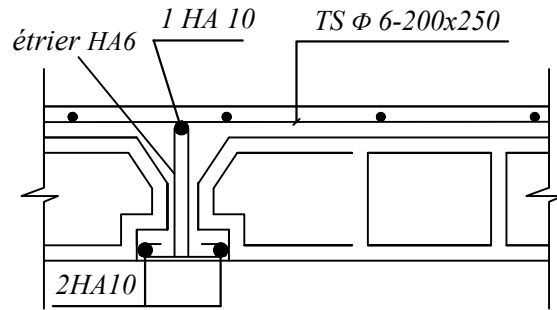
- Armatures longitudinales :
 - En travée : 2HA10
 - Aux appuis : 1HA10
- Armatures transversales : Etrier HA6
- Treillis soudé : TS $\phi 4 - 200 * 200$

Fig .III.2. Ferrailages des poutrelles



Coupe 1 - 1

Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par:
Mme : haddad.k

Etudié par:
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre:
Ferrailage de plancher

Echelle: 1/25

Plan

Promotion: 2021

Calcul de la poutre palière :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2,75m, On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

III.1 pré -dimensionnement :

a) Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \rightarrow 18,33 \leq h \leq 27,5$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)** :

On opte pour **$h_t = 30$ cm.**

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA :

on opte pour **$b = 20$ cm.**

Donc la poutre palière à pour dimensions : **$(b \times h) = (20 \times 30)\text{cm}^2$.**

III-3.2 Détermination des charges :

➤ Poids propre de la poutre

- $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5$ kN/ml.

➤ Réaction du palier à l'ELU

- $R_B = 48,41$ KN.

➤ Réaction du palier à l'ELS

- $R_B = 35,04$ KN.

III.3.3 Combinaison de charges➤ **A l'ELU**

- $q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \times 1,5 + 48,41 = 50,43 \text{ KN/ml}$.
- **$q_u = 50,43 \text{ KN/ml}$**

➤ **A l'ELS**

- $q_s = G + R_B^S = 1,5 + 35,04 = 36,54 \text{ KN/ml}$.
- **$q_s = 36,54 \text{ KN/ml}$** .

III.3.4 Calcul des efforts internes à l'ELU➤ **Moment isostatique**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{50,43 \times 2,75^2}{8} = 45,95 \text{ KNm}.$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{50,43 \times 2,75}{2} = 68,08 \text{ KN}.$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

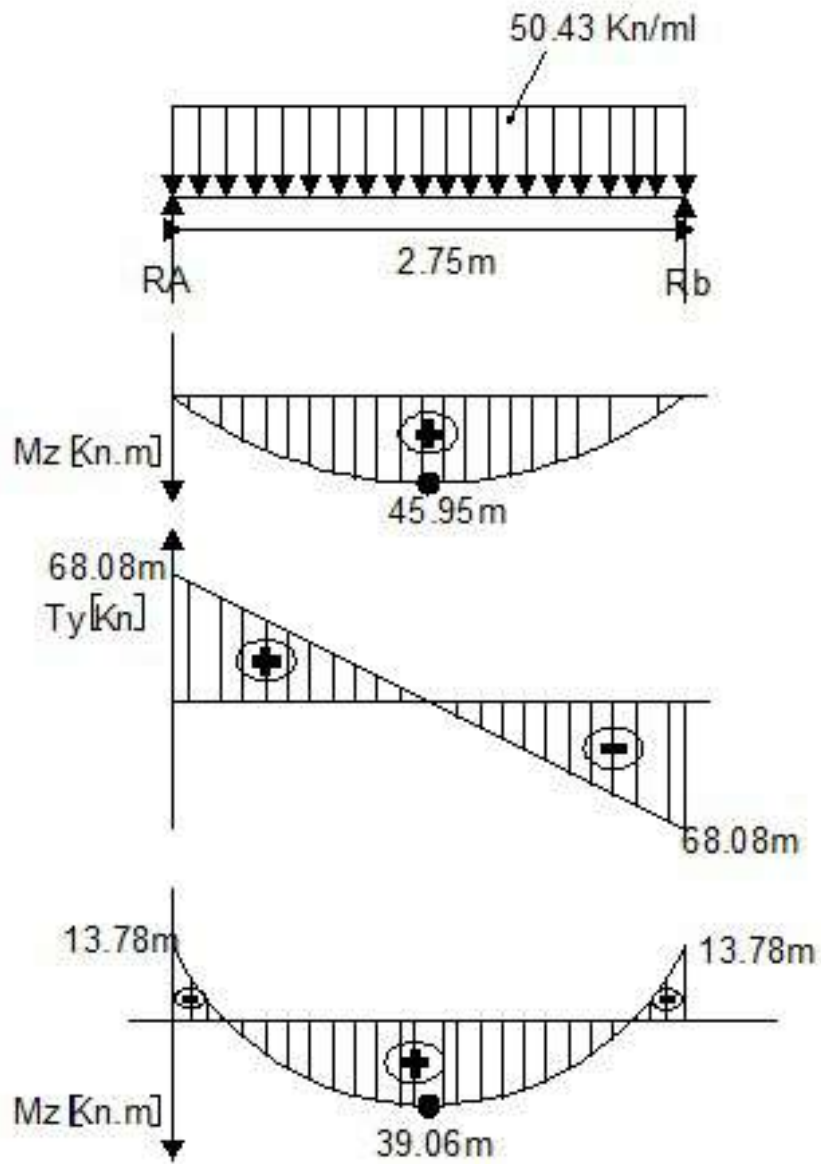
➤ **Sur appuis**

- $M_{max}^A = -0,3M_{max} = -0,3 \times 45,95 = -13,78 \text{ KN.m}$

➤ **En travée**

- $M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 45,95 = 39,06 \text{ KN.m}$.

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



-Figure III-5-1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ Calcul des armatures

• Aux appuis

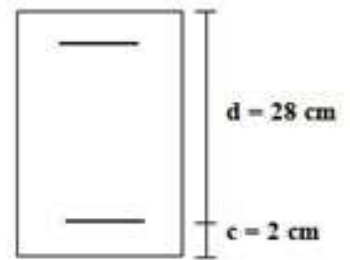
$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,78 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,062.$$

$\mu_b = 0,062 < \mu_\ell = 0,392$ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,78 \times 10^3}{0,968 \times 28 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA12 = 3,39 cm².



• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,06 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,175$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu_b = 0,175 \Rightarrow \beta = 0,903$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39,06 \times 10^3}{0,903 \times 28 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12+2HA12 = 5,65 cm²

III.3.5 Vérification à L'ELU :

a- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91) :

$$\tau_u^{\max} = 68,08 \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{68,08 \times 10^3}{200 \times 280} = 01,21 \text{ MPa}$$

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

b- Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{68,08 \times 10^3}{0,9 \times 2800 \times 188,4} = 0,143 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

c- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset < \min \left\{ \frac{H}{35}; \emptyset_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,57; 12; 20\} = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales : $A_t (4AH8) = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

d- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \text{Min} \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \text{ on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.3.6 Vérification à L'ELS :

$$q_s = 36,54 \text{ kN/ml}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{36,54 \times 2,75^2}{8} = 34,54 \text{ kNm}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36,54 \times 2,75}{2} = 50,24 \text{ kN.}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

➤ Sur appuis :

- $M_{\max}^A = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 34,54 = -10,36 \text{ kN.m}$

➤ En travée :

- $M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 34,54 = 29,36 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

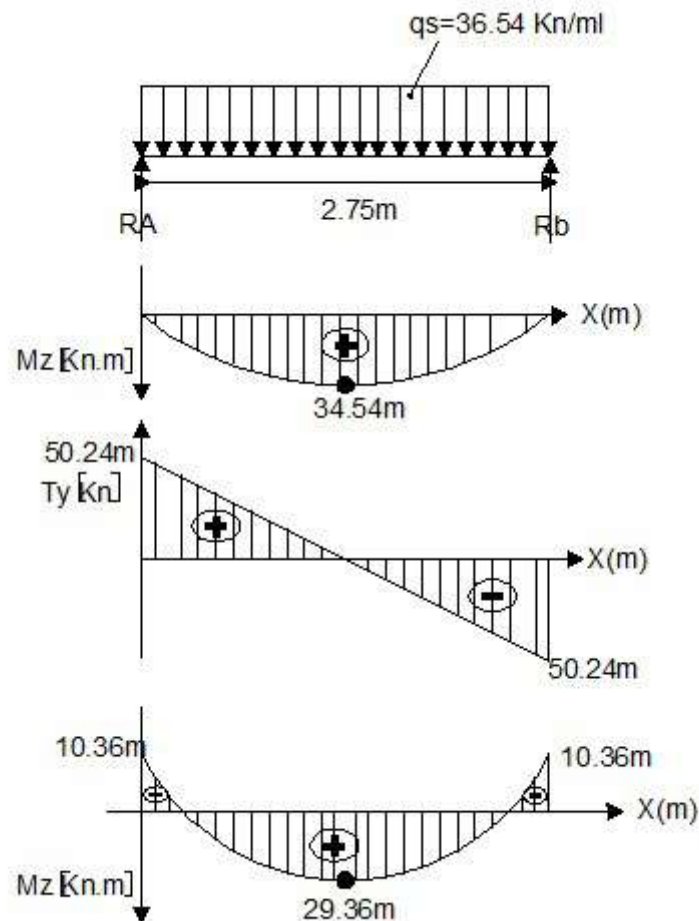


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.3.6.1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K = 32,62 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{10,36 \times 10^6}{0,895 \times 339 \times 280} = 121,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{121,95}{32,62} = 3,74 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{25 \times 28} = 0,807$$

$$\rho_1 = 0,807 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8715 \\ K = 23,96 \end{cases}$$

Donc : $\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{29,36 \times 10^6}{0,8715 \times 565 \times 280} = 212,95 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{212,95}{23,96} = 8,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

III.3.6.2 Etat limite d’ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n’est à effectuer.

III.3.6.3 Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

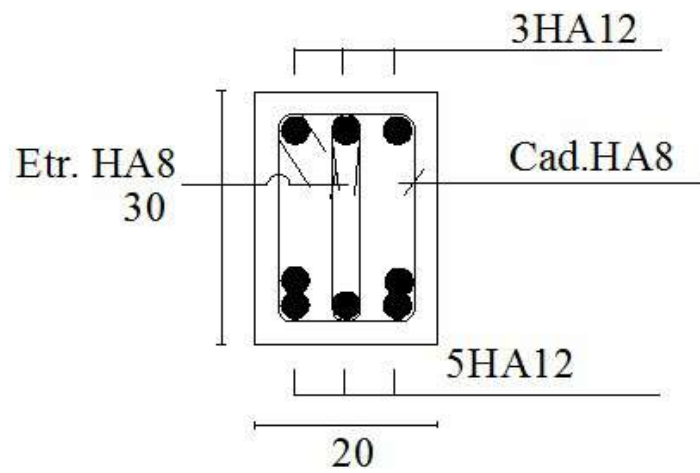
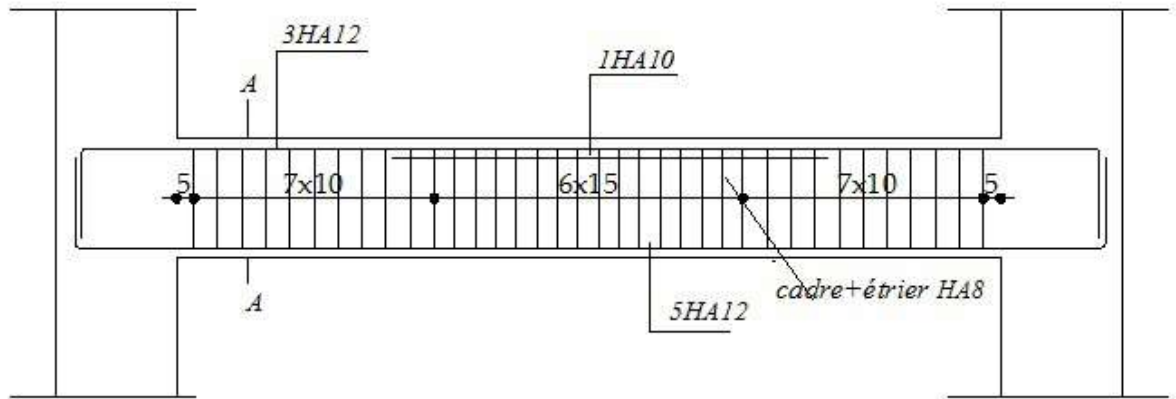
$$\left. \begin{matrix} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{matrix} \right\} \dots \dots \dots \text{Conditions Vérifiées.}$$

III.3.7 Vérification de la flèche :(Art B.6.5.1/BAEL91)

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{275} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = 0,109 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{29,36}{10 \times 34,54} = 0,085 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.
- $\frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,65 \times 10^2}{200 \times 280} = 0,0101 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiées.

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

Ferr. Poutre palière 20x30



IV.1 Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

➤ Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutre ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivé sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébrique linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

➤ Description du logiciel ETABS :

ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.2 Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,.....)
- Dessin de la structure
- Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définition du séisme (Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003) ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3 La modélisation

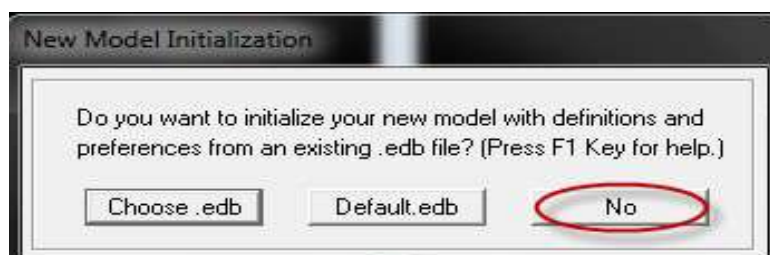
➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).

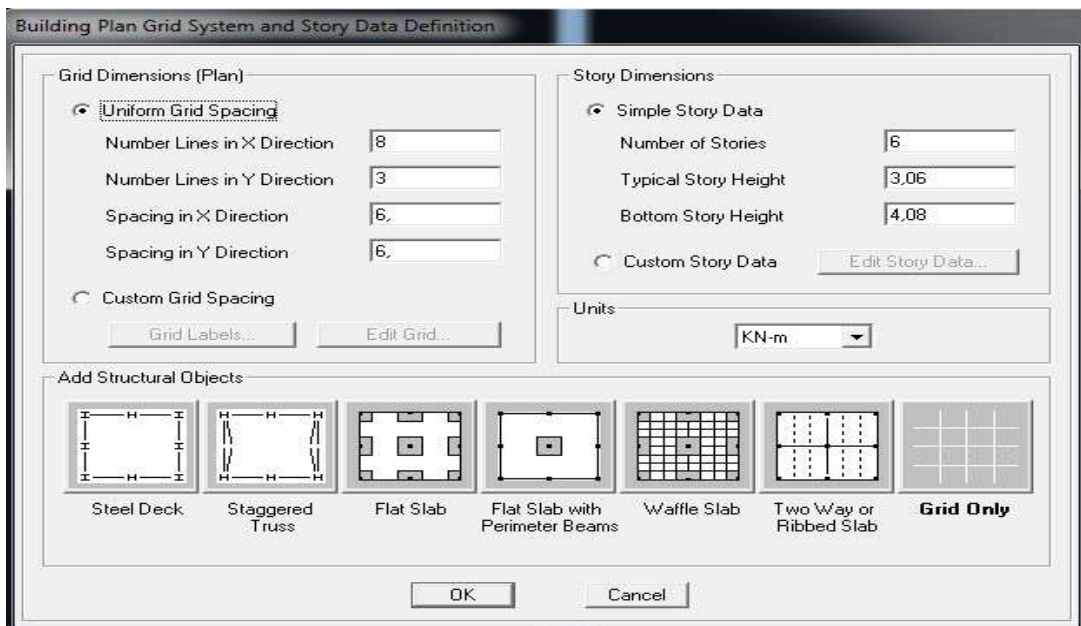


- « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.

- « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Dans notre cas en choisi « Default. edb » . Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d’introduire les paramètres suivants :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d’étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d’étage (**Number of stories**)
- La hauteur d’étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d’étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)



➤ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des Hauteurs d’étage Nous cliquons sur **Custom** ⇒ **Grid Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur Spacing puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.



Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3,05	Primary	Show	Top	
2	B	2,65	Primary	Show	Top	
3	C	2,95	Primary	Show	Top	
4	D	2,75	Primary	Show	Top	
5	E	2,95	Primary	Show	Top	
6	F	2,65	Primary	Show	Top	
7	G	3,05	Primary	Show	Top	
8	H	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4,4	Primary	Show	Left	
2	2	5,15	Primary	Show	Left	
3	3	0	Primary	Show	Left	
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Par la suite en cliquons sur **ok**.

Etages

Sur **Story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages :

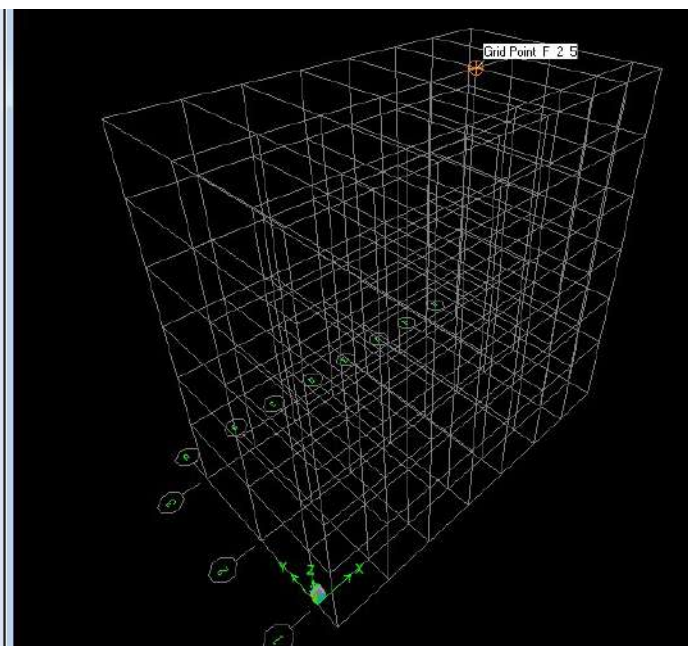
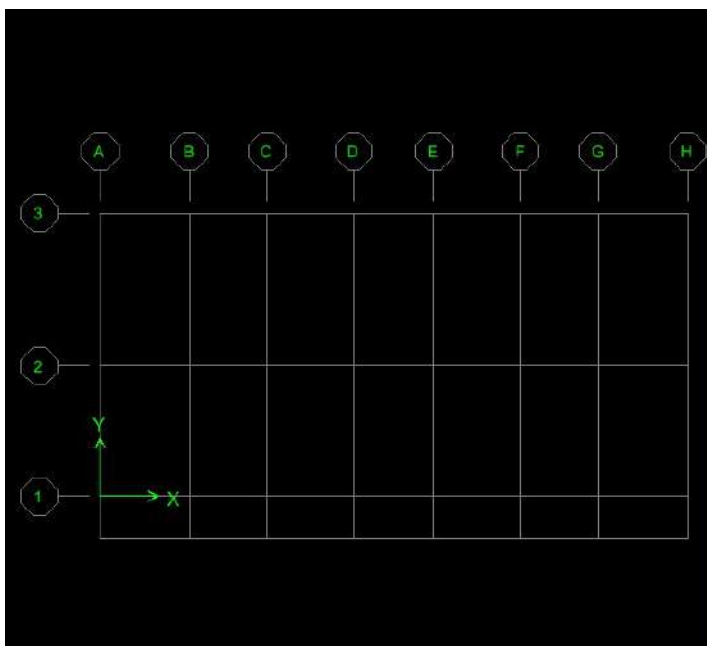
	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
7	5	3,06	19,38	Yes		No	0,
6	4	3,06	16,32	No	5	No	0,
5	3	3,06	13,26	No	5	No	0,
4	2	3,06	10,2	No	5	No	0,
3	1	3,06	7,14	Yes		No	0,
2	RDC	4,08	4,08	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows:
 Height: 3,06 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

OK Cancel

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l’une en 3D et l’autre en 2D comme indiqué sur la figure



➤ **Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:**

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** au en

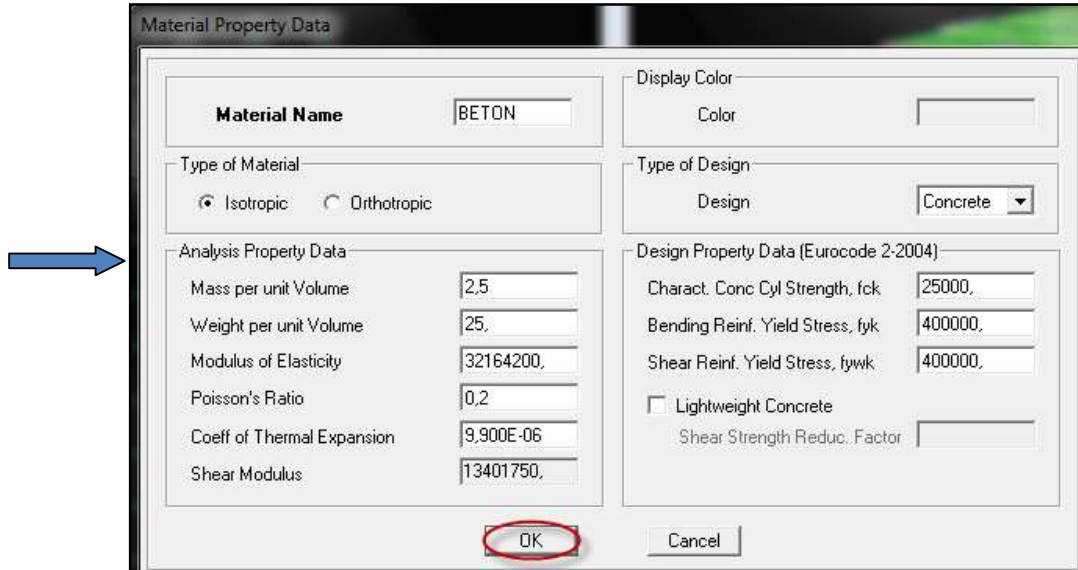
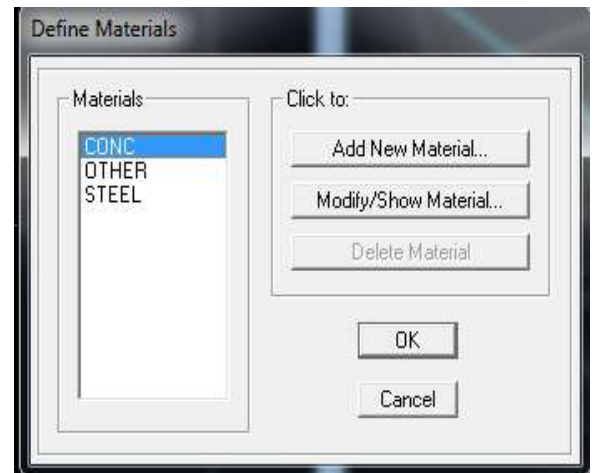
Utilisant le raccourci suivant



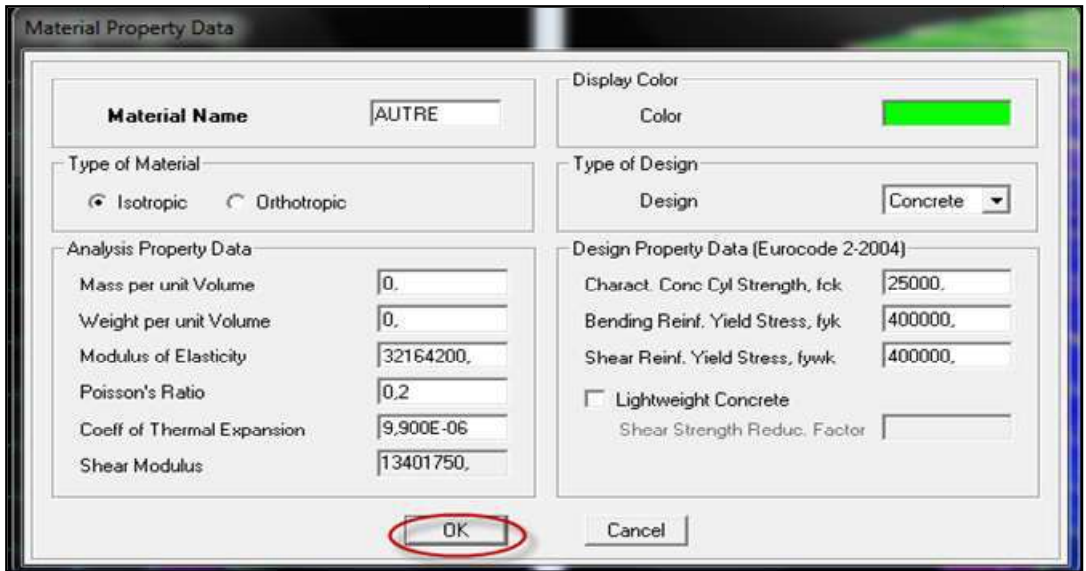
Nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- La masse volumique
- Module d'élasticité
- Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- Limite élastique de l'acier transversal

Dans la fenêtre suivante :




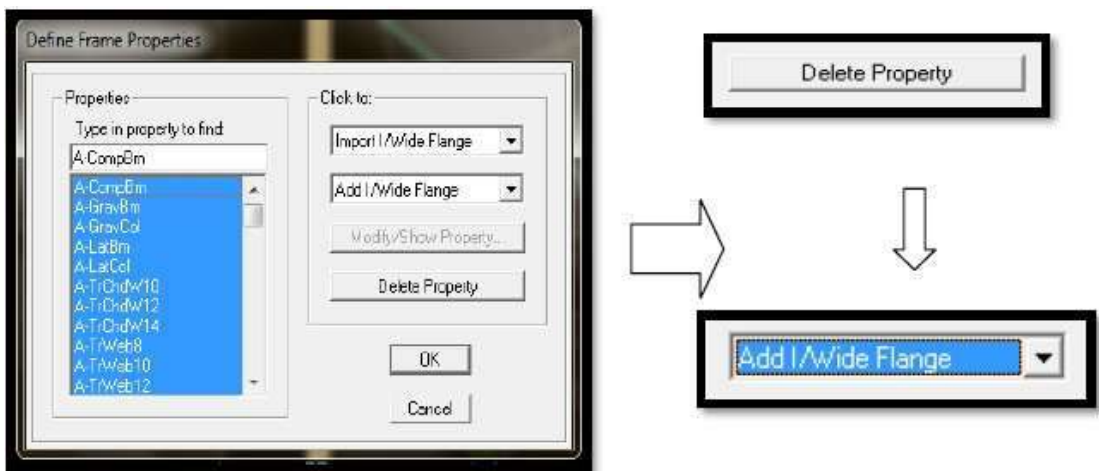
Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».



➤ **Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

Dans cette étape on va définir des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

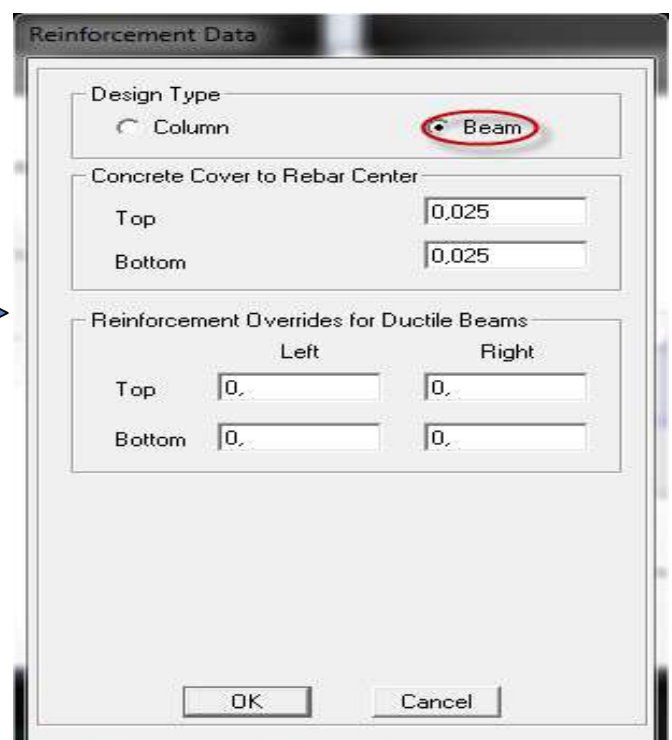
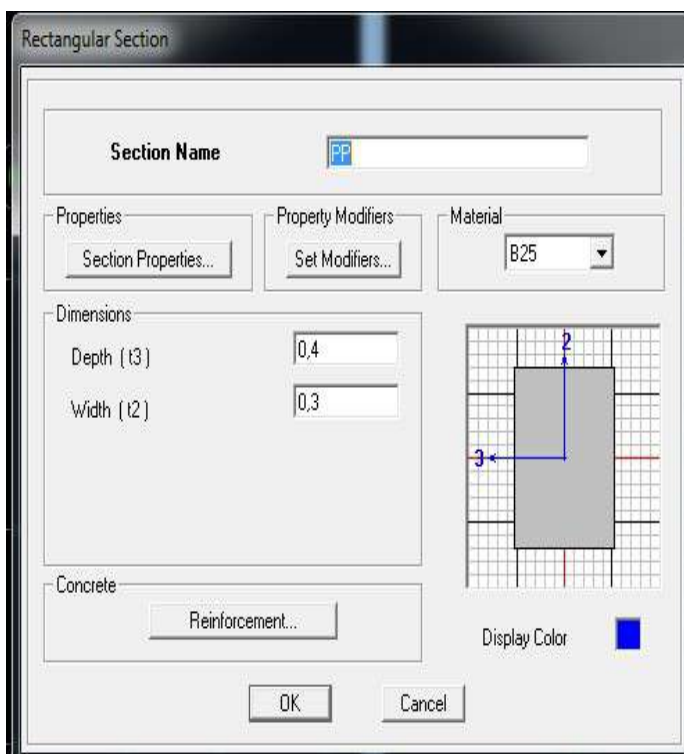
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant. 



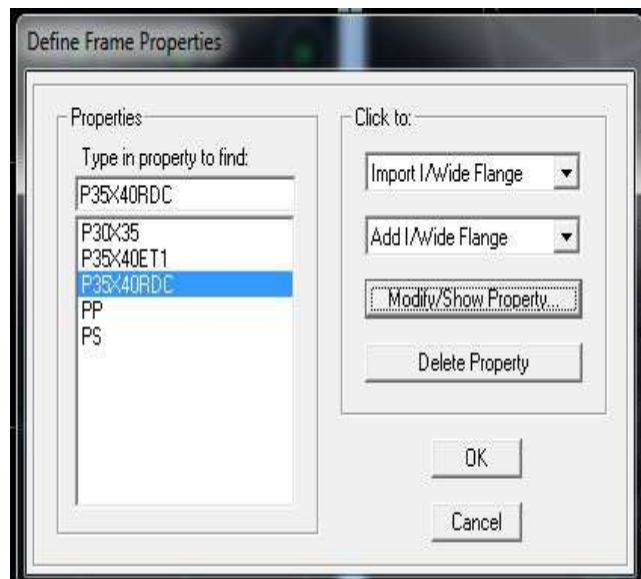
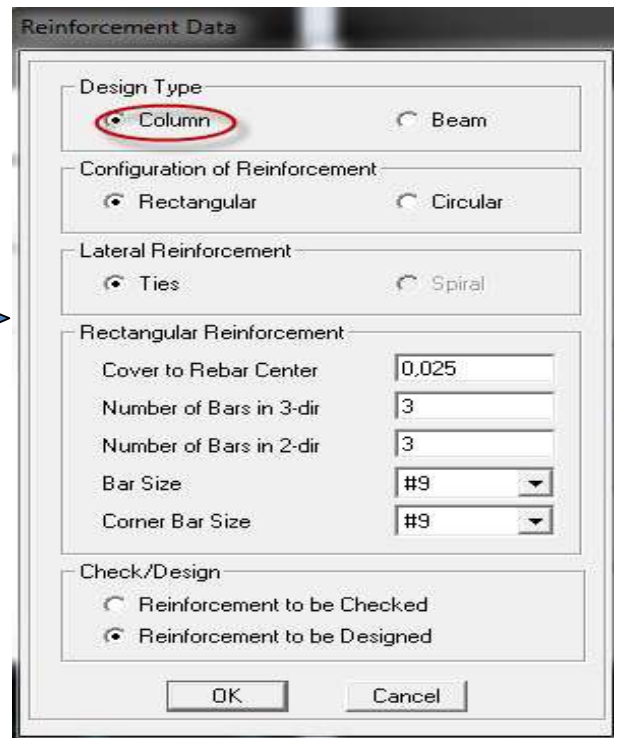
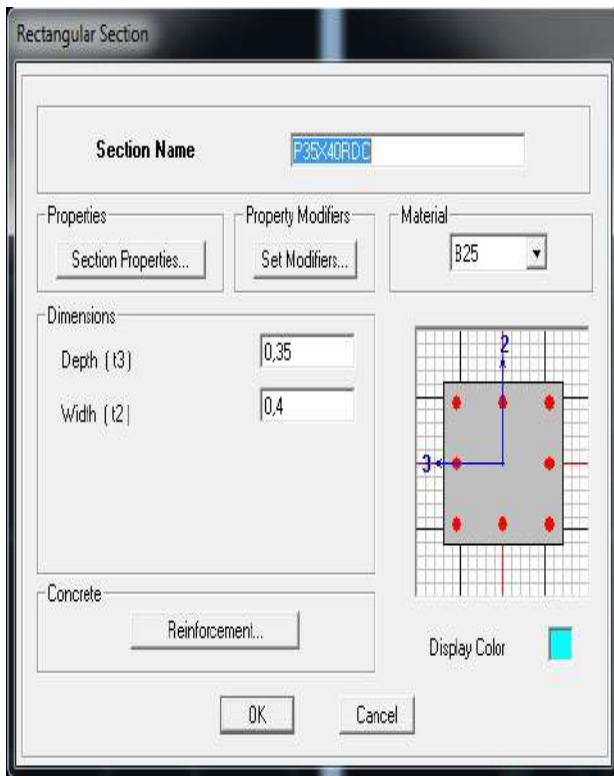
Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profiles des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur **delete property**


On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires). La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

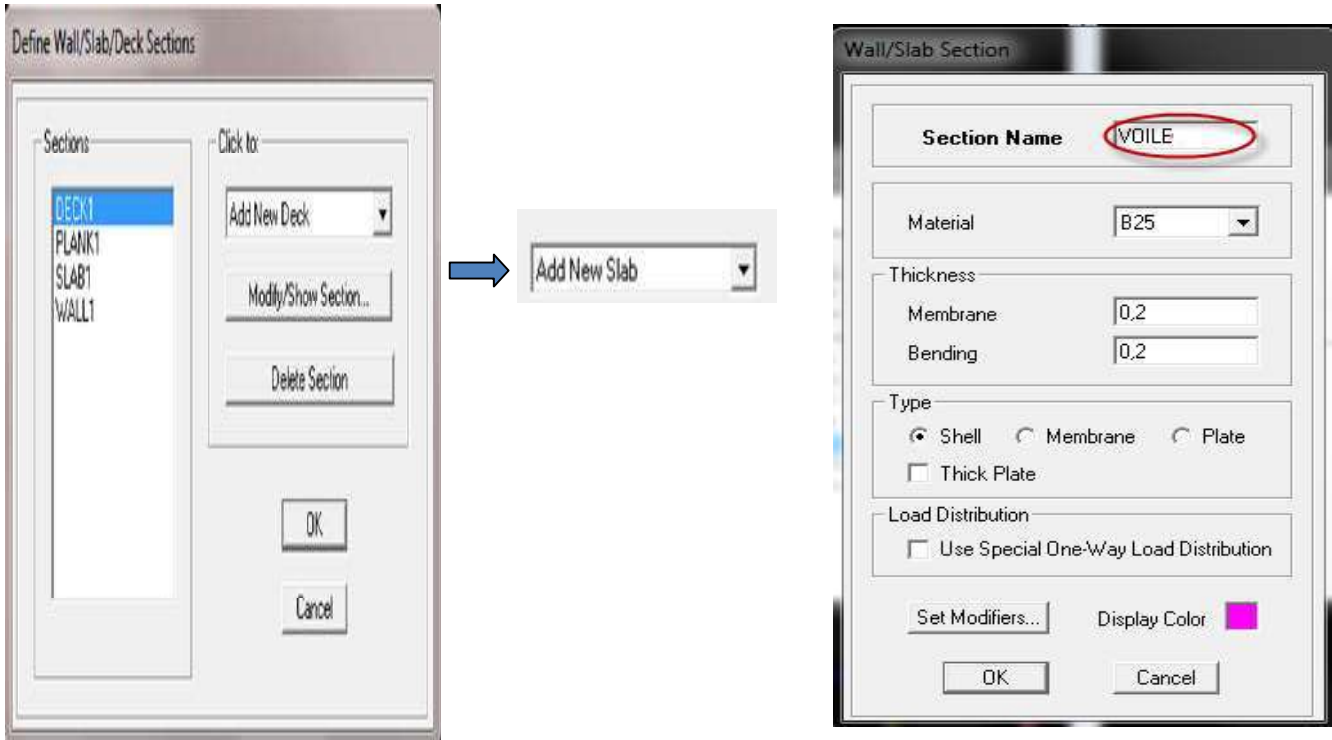
- Nom de la section **Section Name**
- choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **width**



- On fait les mêmes étapes pour les autres sections (Ps 30*35).
- Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux
- En sélection **Reinforcement** après Beam pour les poutres .

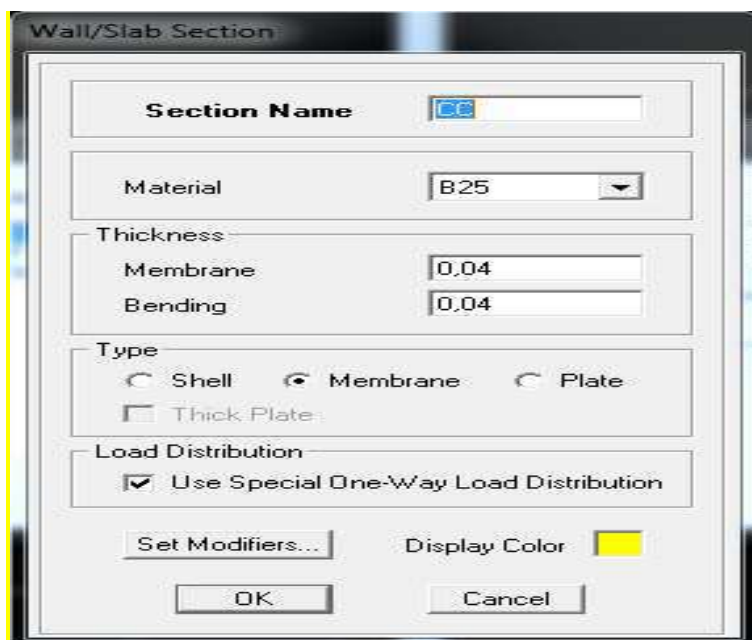


- Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).
- On choisit le menu **Definiet wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant. 

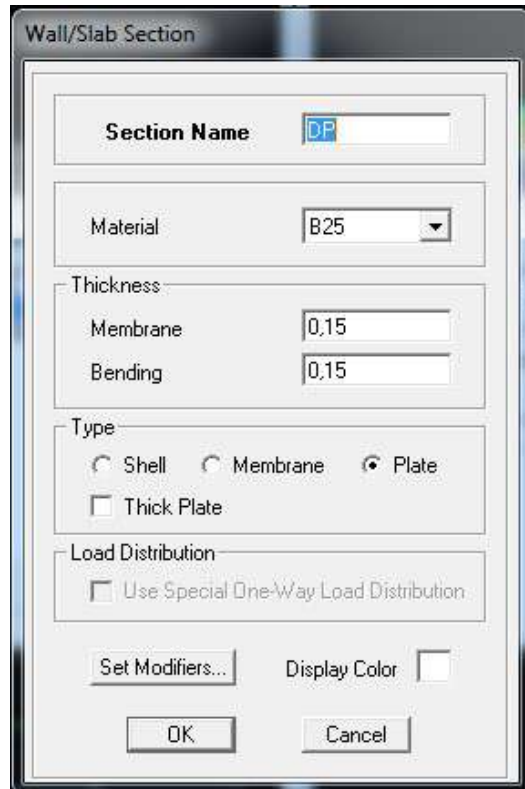


➤ **Définition des plancher et des dalles pleine**

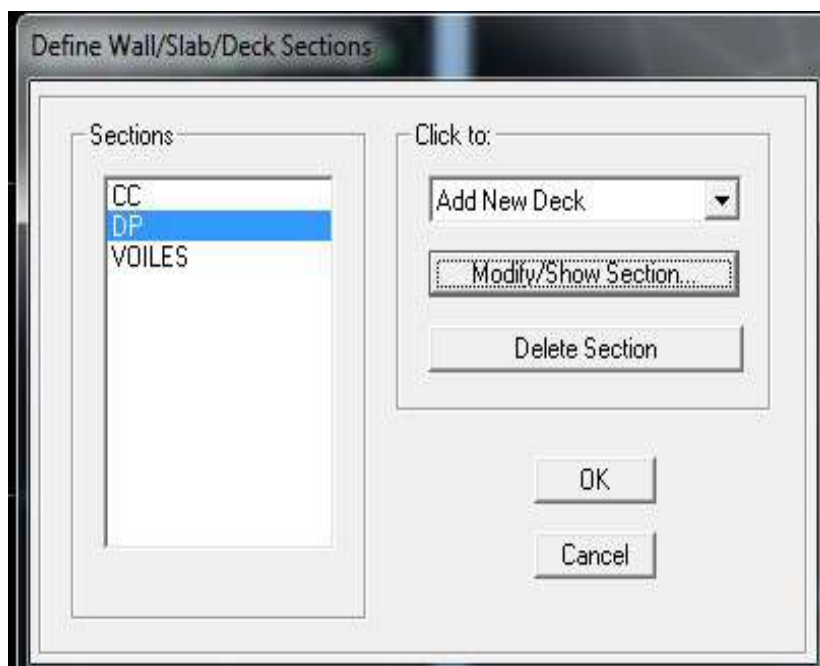
Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.



➤ Balcon :




A la fin on aura:



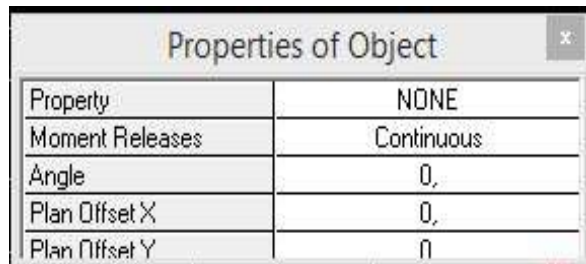
➤ **Dessin des éléments de la structure**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


➤ **Pour les poteaux :**

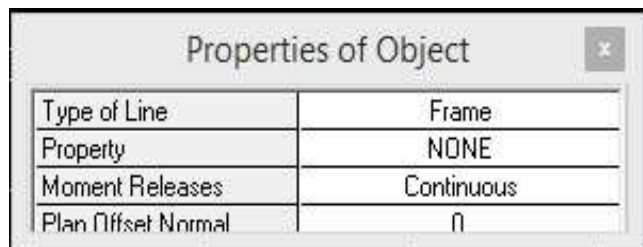
On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Columns in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant  .

Une fenêtre s'affiche (**propretés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot **35*40** par exemple) on valide.




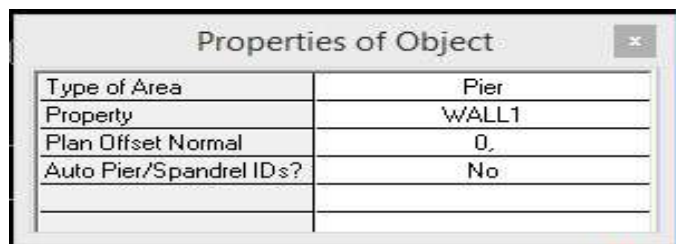
➤ **Pour la poutre :**

- On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Lines in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant  .
- Une fenêtre s'affiche (**propretés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.



➤ **Pour les voiles :**

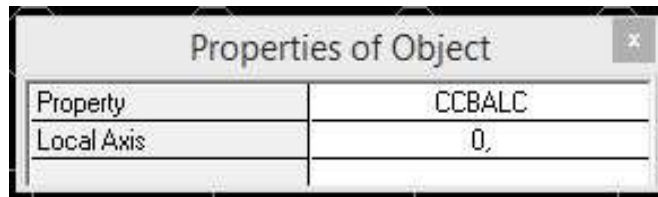
On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Draw Lines** au en utilisant le raccourci suivant  . Une fenêtre s'affiche (**propretés of Object**) ⇒ **Property** on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.



➤ Pour les plancher et les dalles pleine :

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Area objects* ⇒ *Create Areas at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant 

Une fenêtre s'affiche (*propertés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (*CC* par exemple) on valide.



➤ Définition des charges et surcharges (G et Q)

- charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant 




Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigth multiplier) et cliquer sur **add newLoad**.

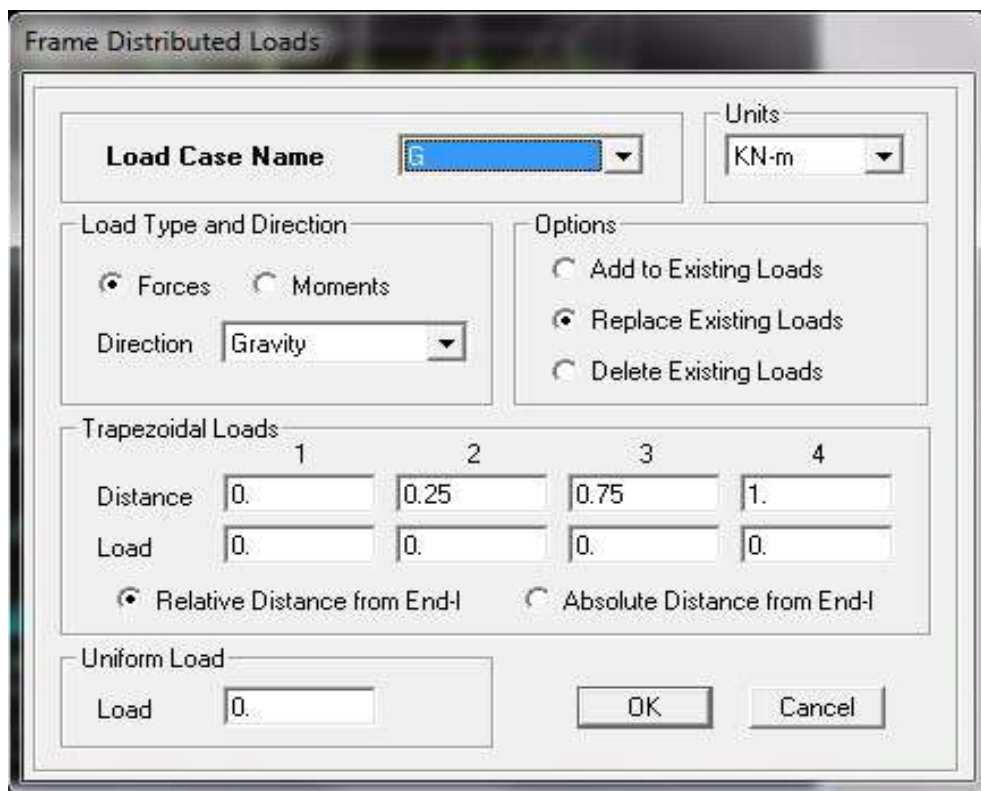
Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.


➤ **Chargement :**

Charger les éléments barres (Poutres)

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- son type (force ou moment)
- sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



- Pour charger un voile on clique sur 
- Pour charger les plancher et les dalles pleine

➤ **Charge dynamique (EX et EY)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIb . . Groupe d'usage 2	A= 0,20
Calcul de la période T : RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t * (h_n)^{3/4}$	$C_t = 0,05$ Tableau (4-6)	T=0,514 s.
	$h_n = 19,38$ m	
Facteur d'amplification dynamique moyen : <i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i> $D = 2.5.\eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur T_2 : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$.	D=1,86
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$	
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$	
Coefficient de comportement global de la structure R : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	une structure contreventée par voile	R=3,5
Poids total W_t :		13335,66KN

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum pq \quad Q_x = 1.00$$

$$Q_y = 1.15$$

- Coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $t\xi = 10\%$ (structure en voiles).
- Catégorie de site : **S3** (site meuble)

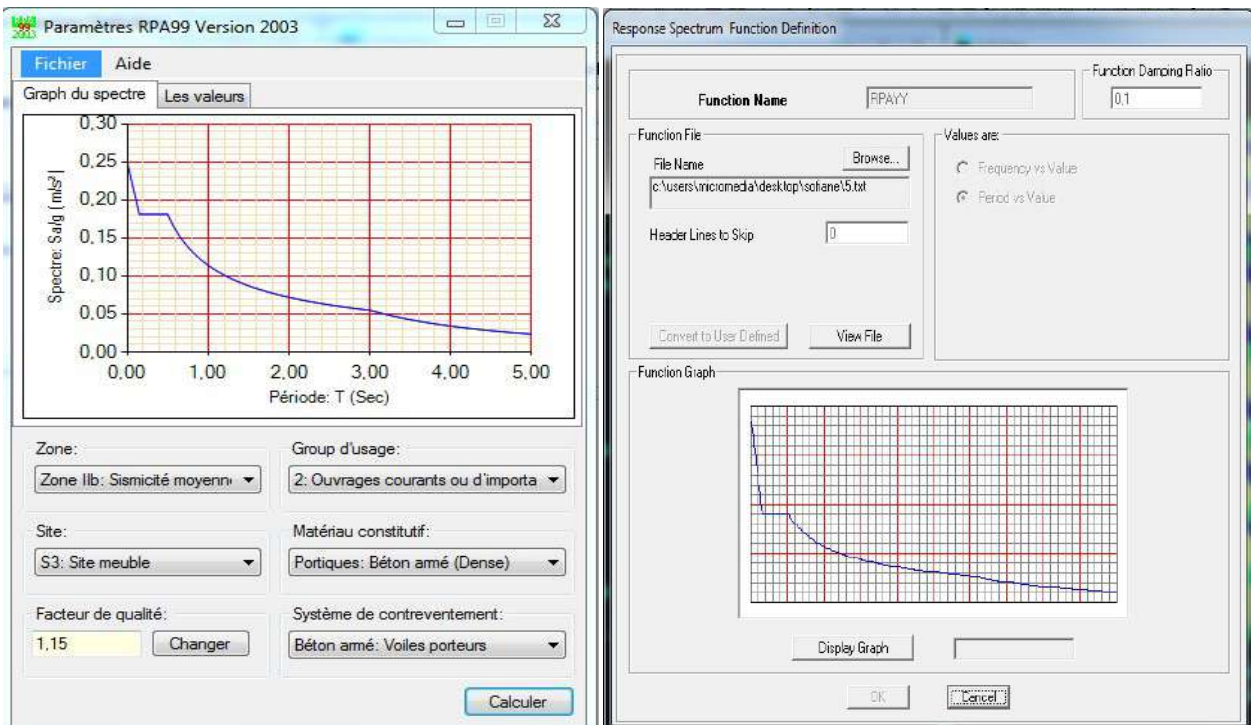
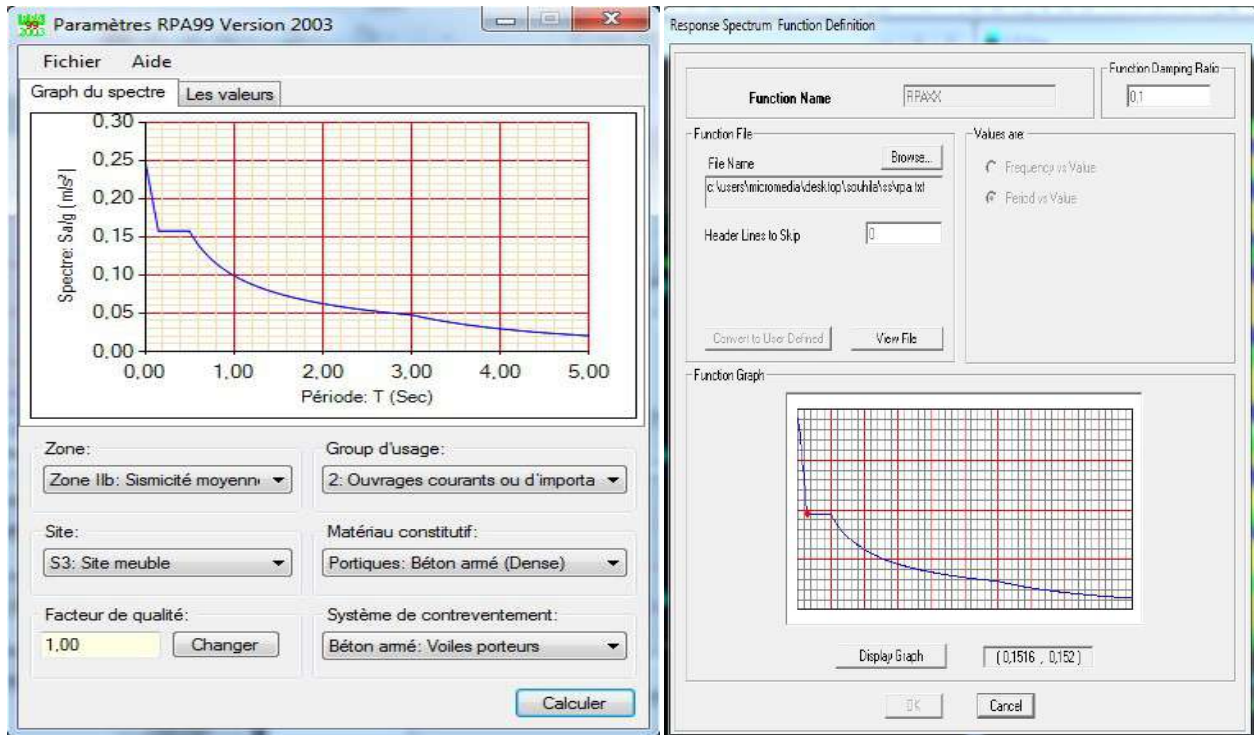
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur:

Define Response \implies **Spectrum function** \implies **Spectrum from file Function Name**

(Nom du spectre) : **RPA**.

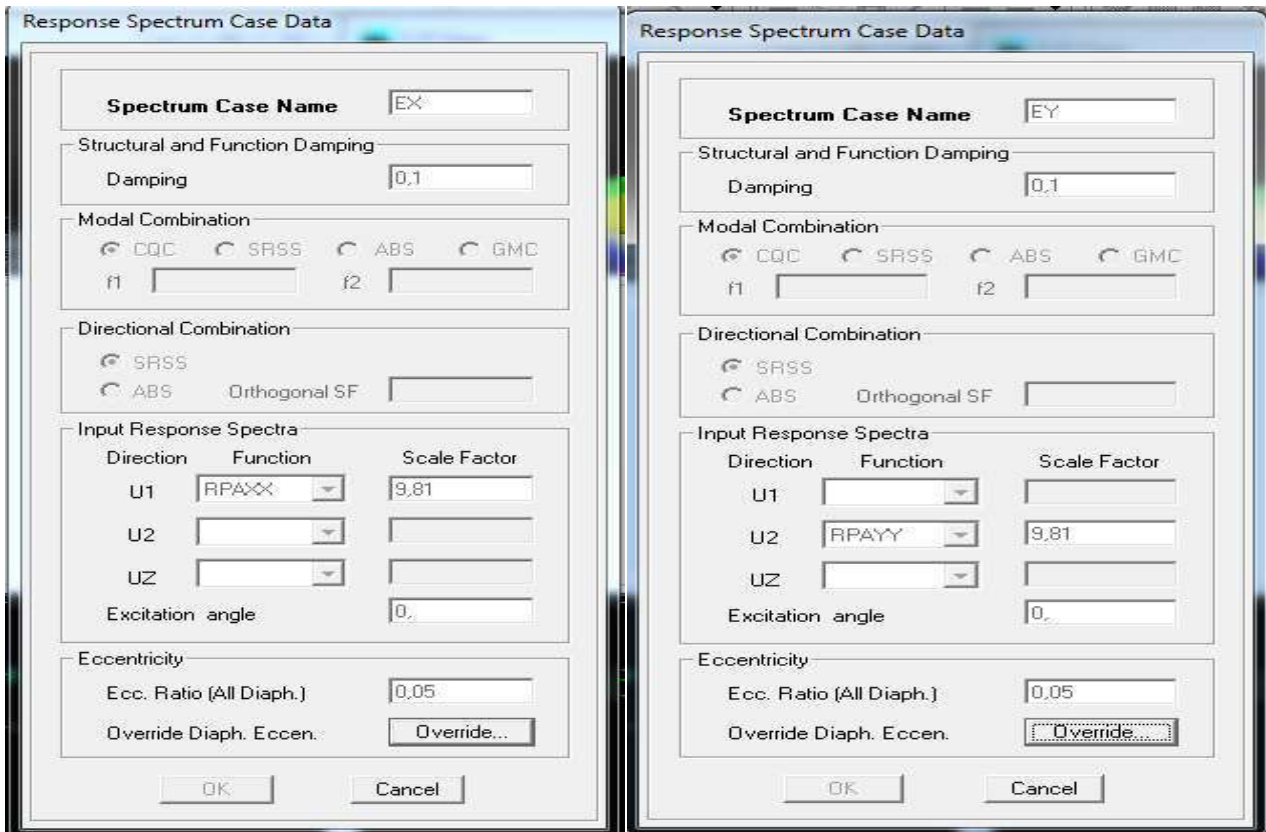
On clique sur **OK** pour valider.



➤ **Définition de la charge les directions sismique EX et EY:**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux

Directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.



➤ **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$, **ELS** : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

- $G + Q \pm Ex$, $G + Q \pm Ey$, $0.8G \pm Ex$, $0.8G \pm Ey$

➤ **Combinaisons de poids :**

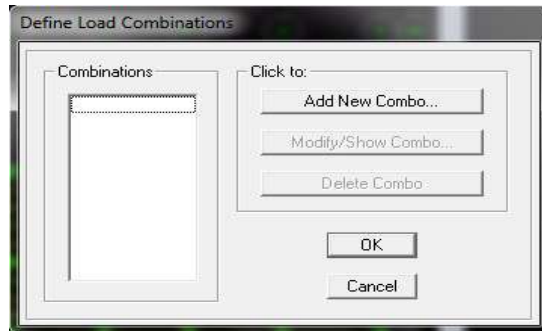
- $W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **load Combinations** au en

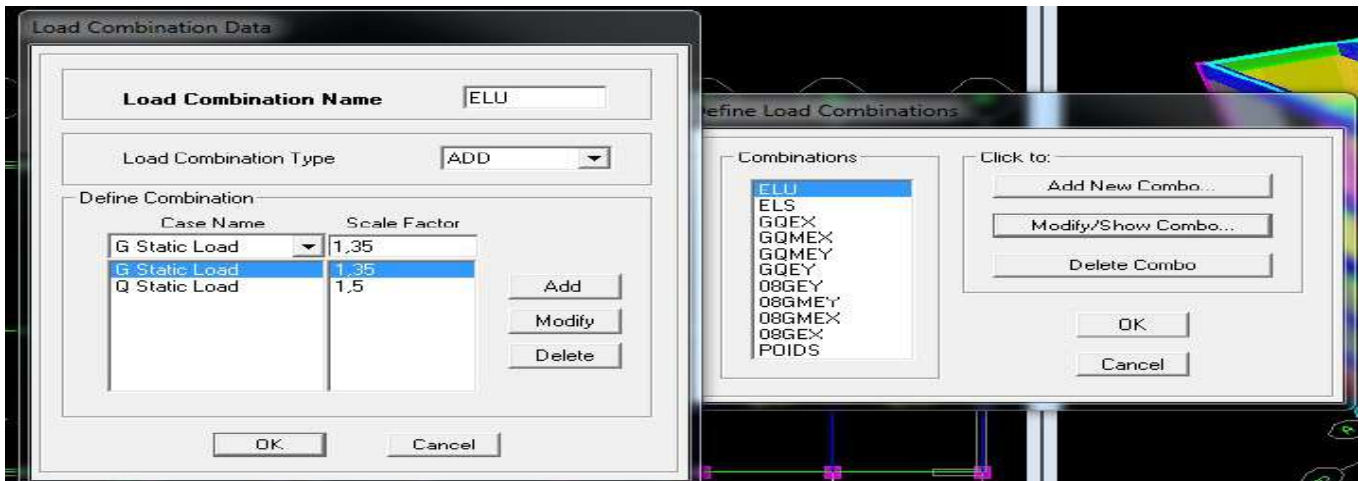
utilisant le raccourci suivant



.



⇒ Add New Combo ⇒ Choisir le nom ⇒ définir le coefficient.



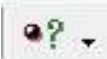
OK ⇒ OK.

➤ Définir la masse source :

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à:

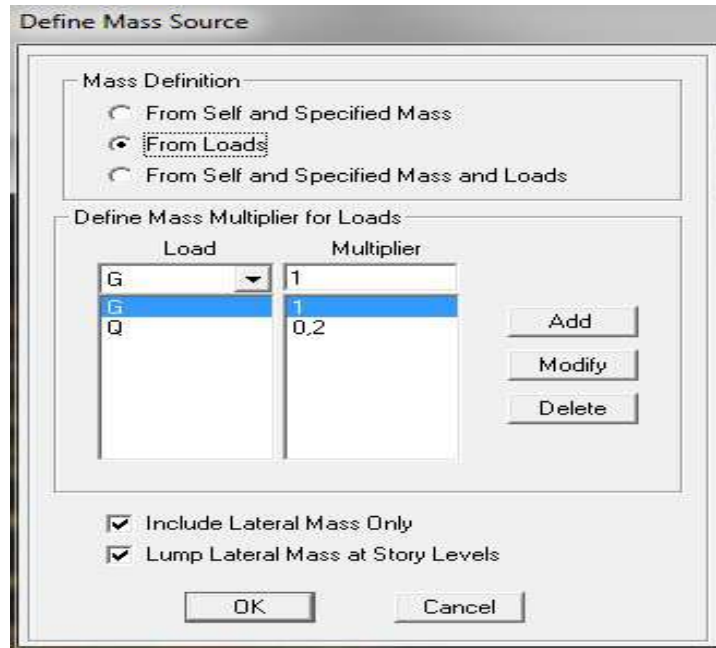
- $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$
- β : Coefficient de pondération d'après le RPA Avec $\beta = 0.2$

L'instruction à suivre:

Define ⇒ source ou bien on clique sur cette icône 

On donne la valeur 1 pour la charge permanente G.

On donne la valeur 0,2 pour la charge d'exploitation Q




➤ **Spécification des conditions aux limites :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.


➤ **Appuis :**

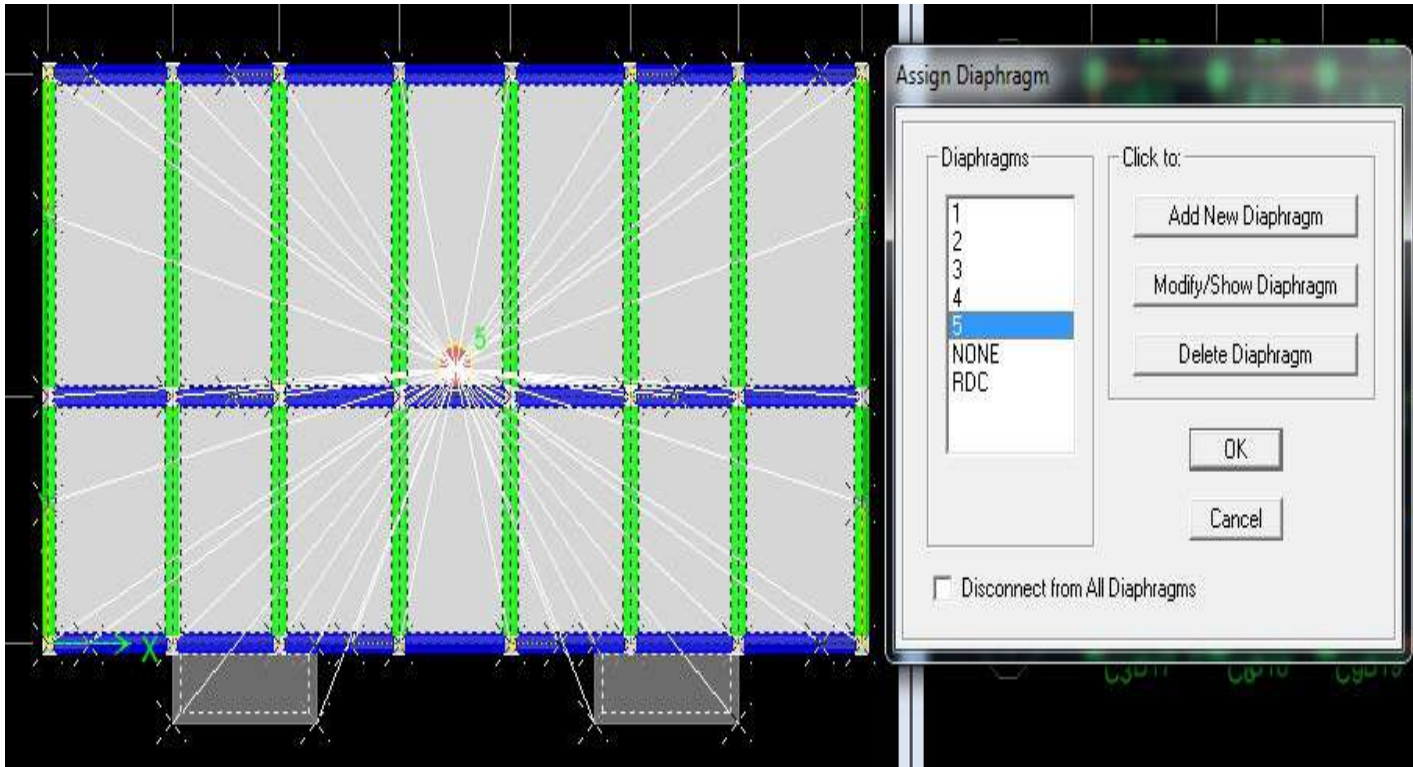
Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** au en utilisant le raccourci suivant :  .



➤ Diaphragmes

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône  ou en suivant les étapes suivantes : **Assign**→ **joint/ point**→ **Diaphragme Add New Diaphragm**.

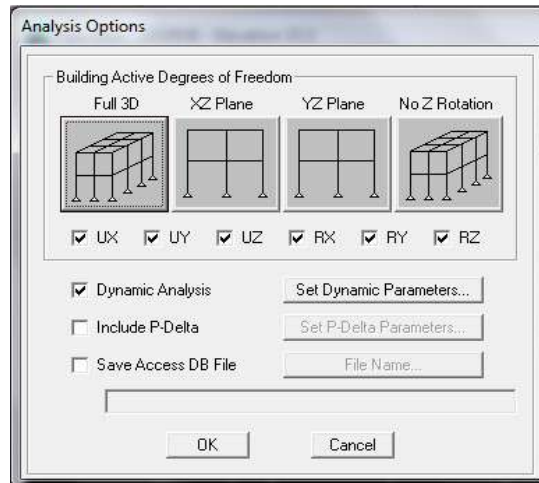


Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider, on refait la même opération pour chaque plancher.

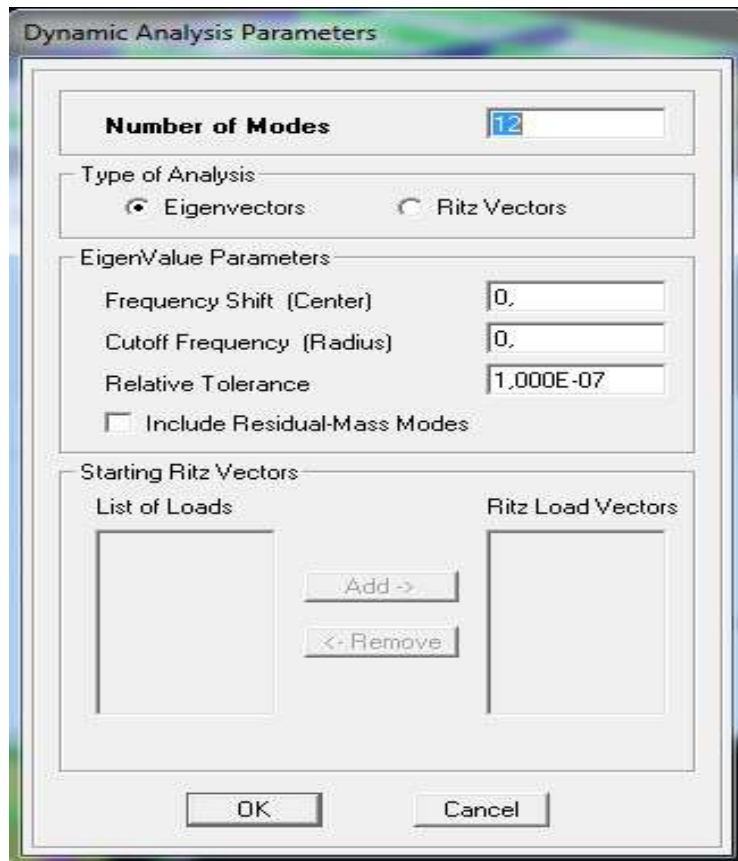
➤ Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze ⇒Set analysis Options.

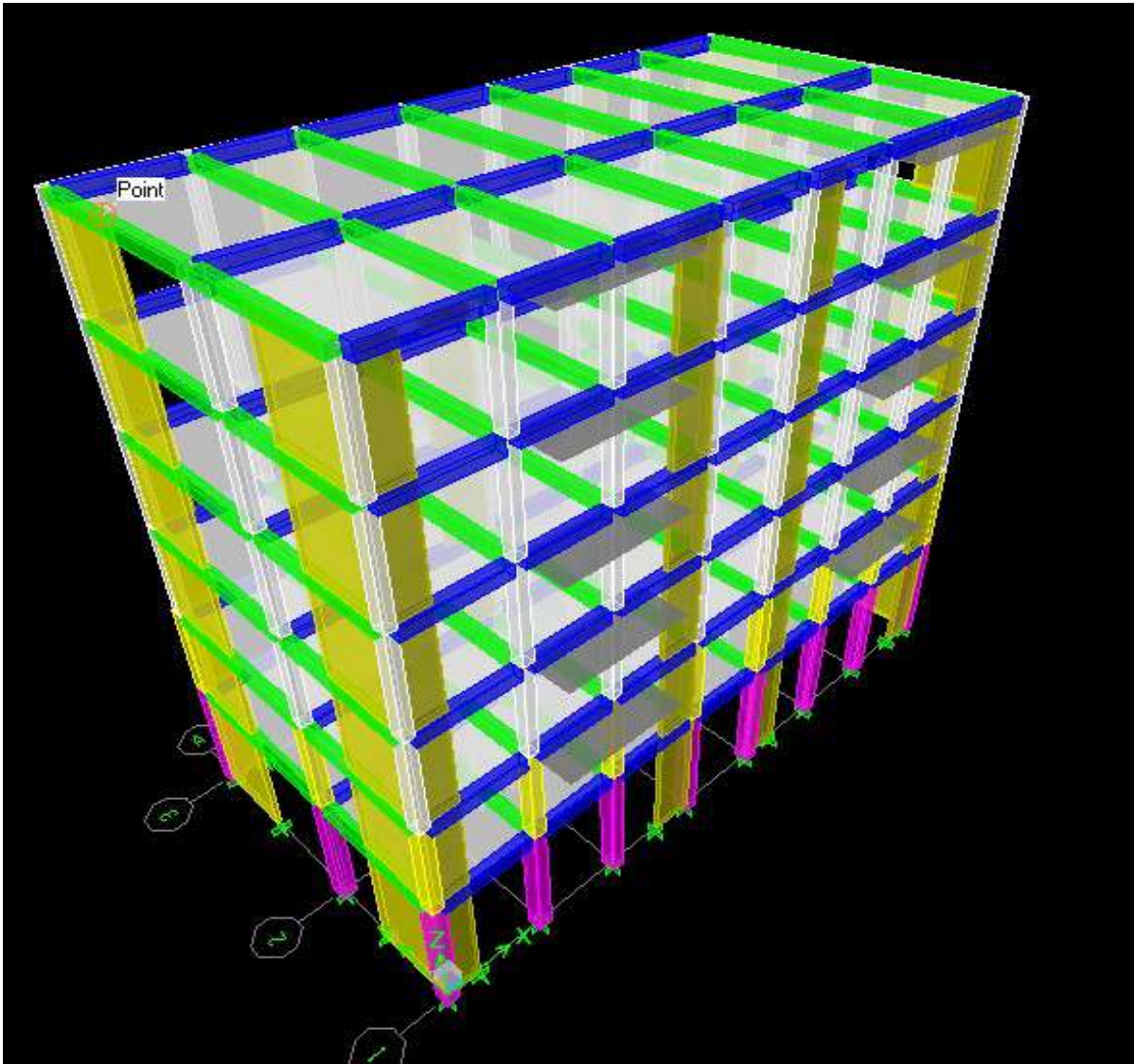


Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'**Analyze**⇒**Run(F5)**,

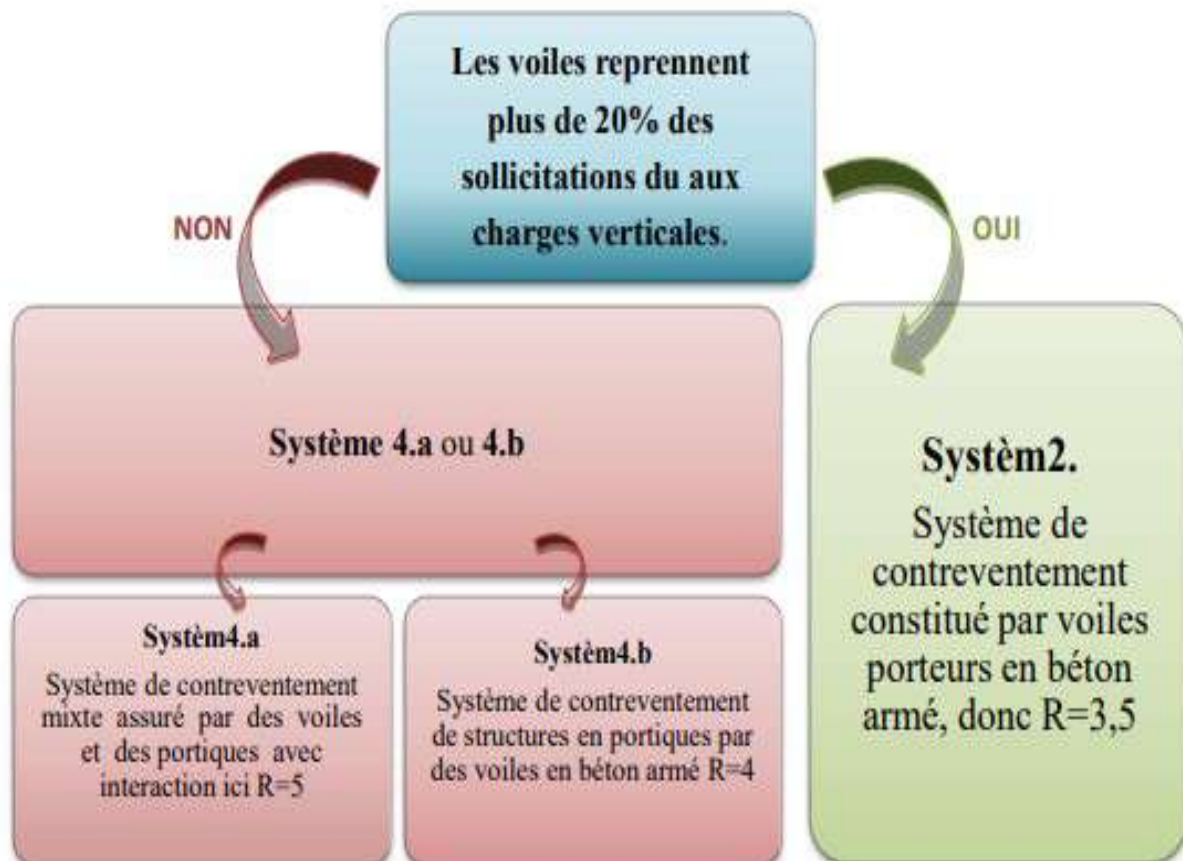


V.1) Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2) Justification du système de contreventement

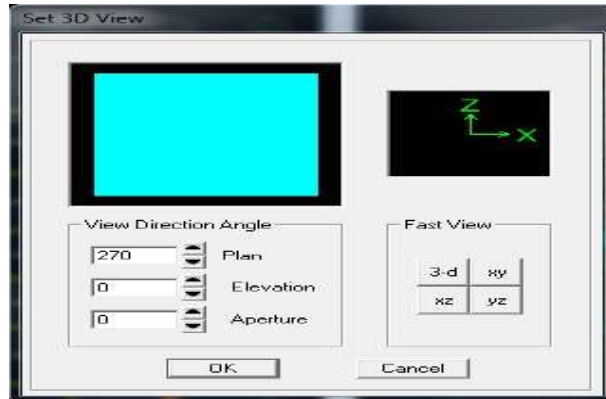
L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA). Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.



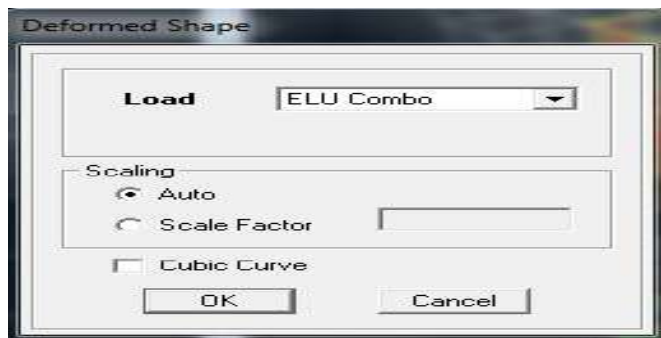
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans ETABS on suit les étapes ci-après :

View —> **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



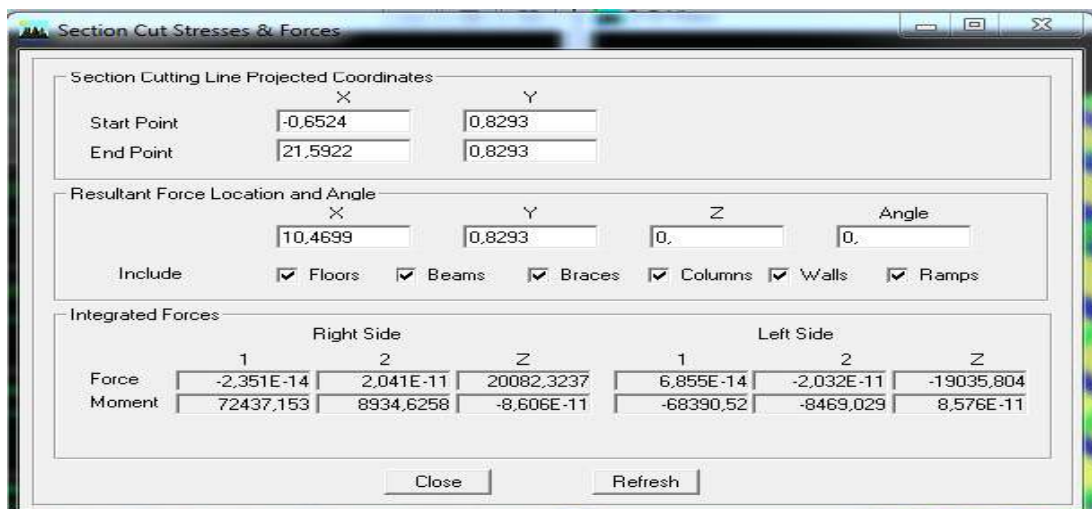
Display —> **show Deformed shape** —> **Load : ELU**



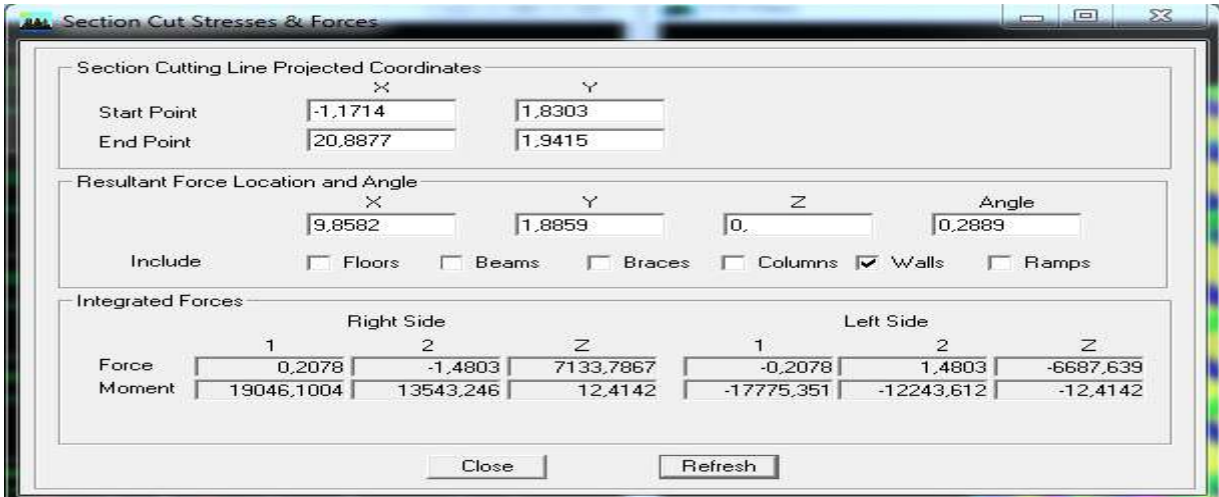
En suite:

Draw —> **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-Z) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases floors, beams, braces, columns, ramps et on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante :



Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

➤ **Récapitulatif des résultats :**

$V_{\text{portiques +voile}}$ → 100%

V_{voiles} → X%

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
Unité				
ELU	20082,32	100	7133,78	35,52
Sens EX	1268,34	100	1150,07	90.67
Sens EY	1208,54	100	1129,34	93,44

Tableau V.1 : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles.

Conclusion

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (Structure à voiles porteurs).

v.3) Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (rPa99/V2003.art7.4.3.1)**

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 limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal dans les poteaux.

b_c : Section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

story	Section[cm ²]	N_d [KN]	f_{c28} [KN/cm ²]	$N_d / (B_c \times f_{c28})$	Observation
RDC/ET1	35x40	872,79	2.5	0.249	≤ 0.3 C.V
ET2/ET6	30x35	574,66	2.5	0.218	≤ 0.3 C.V

Tableau V.2 : Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion :

Toutes les conditions sont satisfaites, donc on garde les mêmes sections des poteaux.

➤ **Pourcentage De La Participation De La Masse Modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Display → show table → modal information → building modal information →

Table: modal Participation Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,514725	77,7401	0,0000	77,7401	0,0000	0,0783
2	0,459113	0,0000	73,7638	77,7401	73,7638	0,0000
3	0,320061	0,0727	0,0000	77,8128	73,7638	73,3873
4	0,144923	13,3947	0,0000	91,2075	73,7638	0,0070
5	0,108204	0,0000	17,3723	91,2075	91,1361	0,0000
6	0,074887	0,0034	0,0000	91,2110	91,1361	17,5505
7	0,065068	4,8568	0,0000	96,0678	91,1361	0,0000
8	0,044762	0,0000	5,6936	96,0678	96,8297	0,0000
9	0,034765	2,2677	0,0000	98,3355	96,8297	0,0022
10	0,031005	0,0002	0,0000	98,3357	96,8297	5,7677
11	0,025495	0,0000	2,1881	98,3357	99,0178	0,0000
12	0,020849	1,1804	0,0000	99,5161	99,0178	0,0001

La somme des masses modales dans le 5^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

➤ Estimation de la période fondamentale [Art 4. 2 .4] du RPA 99 mod

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$ [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].

$T = 0,05 \times (19,38)^{3/4} = 0,461s$

$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$ formule (4 – 7) RPA99vs2003

Avec :

- H_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de structure jusqu’à au dernier niveau $h_n = 19.38$
 - C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donne par le tableau 4.6 du RPA99 $C_T=0.05$
 - D : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.
- Les valeurs de T calculée à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%

Autrement dit : $T_{log} < T_{RPA}$

➤ Calcul de la période empirique majorée

$T_{maj} = T + 30\%T$

$T_{maj} = 0,461 + 30\% \times 0,461 = 0,600s.$

➤ Comparaison des résultats :

$$T_{etabs} = 0,514s$$

$T = 0,461 < T_{etabs} = 0,514s < T_{majorée} = 0.600s$ La période est vérifiée.

➤ Vérification de l'excentricité

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$E_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_x$$

$$E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%L_y$$

Avec :

XCM : le centre de masse.

XCM : le centre de torsion.

Display → show tables → building output → tab: centre masse rigidity.

	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	RDC	10,025	4,651	10,025	4,690
	1	1	10,025	4,414	10,025	4,704
	2	2	10,025	4,411	10,025	4,726
	3	3	10,025	4,411	10,025	4,756
	4	4	10,025	4,411	10,025	4,788
	5	5	10,025	4,503	10,025	4,810

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que : $E_x = |XCM - XCR| \leq 5\%L_x$.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05L _x	Observation
RDC	RDC	10,025	10,025	0	1,02	CV
1	1	10,025	10,025	0	1,02	CV
2	2	10,025	10,025	0	1,02	CV
3	3	10,025	10,025	0	1,02	CV
4	4	10,025	10,025	0	1,02	CV
5	5	10,025	10,025	0	1,02	CV

Tableau V.3 : vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

Suivant le sens Y-Y : On doit vérifier que : $E_y = |YCM - YCR| \leq 5\%L_y$.

Story	Diaphragm	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05L _y	Observation
RDC	RDC	4.651	4.69	-0,039	0,4975	CV
1	1	4.414	4.704	-0,29	0,4975	CV
2	2	4.411	4.726	-0,315	0,4975	CV
3	3	4.411	4.756	-0,345	0,4975	CV
4	4	4.411	4.788	-0,377	0,4975	CV
5	5	4.503	4.81	-0,307	0,4975	CV

Tableau V.4: vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1RPA99VS2003)$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique. **D=1,86**

R : coefficient de comportement global de la structure, fonction de système de contreventement

Q : facteur de qualité.

WT : poids total de la structure.

Critère q	Pénalité p _q sens X-X	Pénalité p _q sens Y-Y
Condition minimale des files porteuses	0.00	0.05
Redondance en plan	0.00	0.05
Régularité en plan	0.00	0.00
Régularité en elevation	0.00	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	0.00

Tableau V.5 : Critères du facteur de qualité.

D'où $Q = 1 + \sum Pq$

- $Q_x = 1.00$.
- $Q_y = 1.15$.

➤ Calcul du poids total de la structure :

$W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.1 → Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → poids comb +OK →

$W_t = 13335,66 \text{ KN}$

	A	D	R	Q	W_t
Sens xx	0.20	1.87	3.5	1.00	13335,66
Sens yy	0.20	1.87	3.5	1.15	13335,66

On aura donc :

$V_{stat_{x-x}} = \frac{0.20 \times 1.87 \times 1}{3.5} \times 13335.66 = 1425.01$.

$V_{stat_{y-y}} = \frac{0.20 \times 1.87 \times 1.15}{3.5} \times 13335.66 = 1638.76$.

➤ Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :

Display → Show tables → building Output → Story Shears → Select Cases/combo Ex et Ey.

	V dynamique(KN)	V statique (KN)	0.8Vstat	$V_{dvn} > 0.8 V \text{ stat}$
Sens X-X	1268,41	1425,01	1140,01	C.V
Sensy-y	1355,15	1638,76	1311,01	C.V

Tableau V.6: vérification de l'effort tranchant a la base.

➤ **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**
[Art5.10duRPA99mod2003]:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [\text{Art4.4.3}] \text{ du RPA 99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R: Coefficient de comportement (**R=3,5**). Les valeurs de seront tiré du logiciel ETABS :

Story	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
5	5	0,0111	0,0015	0,0099	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0,0096	0,0018	0,0081	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
3	3	0,0078	0,0022	0,0062	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0,0056	0,0022	0,0043	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
1	1	0,0034	0,0021	0,0024	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0013	0,0013	0,0009	0,0009	408	4,08	Condition vérifiée

Tableau V.7: Vérification du déplacement inter-étages.

Remarque

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

➤ **Vérification de l'effet $-\Delta$: [Art5.9RPA90mod2003]**

L'effet P-D elta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \frac{\Delta K}{V_k \times h_k} \leq 0.1.$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}.$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			Δ_K	V_K (m)	$V_K \times$ h_K	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times$ h_K	$\theta(x)$
5	2316,07	3,06	0,0015	378,51	1158,24	0,0030	0,0018	399,26	1221,74	0,0034
4	4474,42	3,06	0,0018	670,88	2052,89	0,0039	0,0019	667,4	2042,24	0,0042
3	6632,77	3,06	0,0022	909,08	2781,78	0,0052	0,0019	872,2	2668,93	0,0047
2	8791,12	3,06	0,0022	1087,14	3326,65	0,0058	0,0019	1027,33	3143,63	0,0053
1	11013,73	3,06	0,0021	1205,61	3689,17	0,0063	0,0015	1138,38	3483,44	0,0047
RDC	13335,66	4,08	0,0013	1268,41	5175,11	0,0033	0,0009	1208,55	4930,88	0,0024

Tableau V.8: Vérification de l'effet $-\Delta$

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien **sont vérifiées** donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique, et nous allons passer au ferrailage de la Structure.

VI.1 Ferrailage des poutres

1. Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- $1.35G+1.5Q$ l'ELU
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
- $0.8G\pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G+Q$ à l'ELS

2. Recommandation et exigence de l'RPA

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**

$$A_{\min} = 0,5\%(b \times h), \text{ en toute section.}$$

- **Pourcentage total maximum**

$$A_{\max} = 4\%(b \times h); \longrightarrow \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h); \longrightarrow \text{ En zone de recouvrement.}$$

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total Minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\%(b \times h),$	Zone courante. $A_{\max} = 4\%(b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$
Poutre principale (30×40)	6	48	72
Poutre secondaire (30×35)	5,25	42	63

Tableau VI.1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de : $50\emptyset$ (en zone IIb).
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$
- Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Calcul des armatures a l'ELU :**A. Calcul des armatures longitudinales**

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ et } \theta=0,85 \text{ cas accidentel.} \\ 1,5 \text{ et } \theta=1 \text{ cas durable.} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ Etapes de calcul

Le moment réduit limite « μ_1 » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_1 » deux cas se présente a nous :

➤ 1^{ère} cas

$\mu \leq \mu_1$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires..... $A_{sc}=0$.

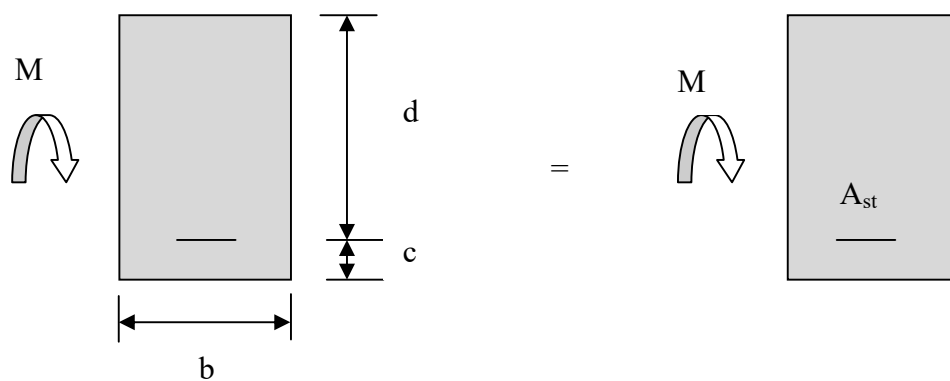


Figure.VI.1: Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

➤ 2^{ème} cas

$\mu \geq \mu_1$)Section doublement armée(SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

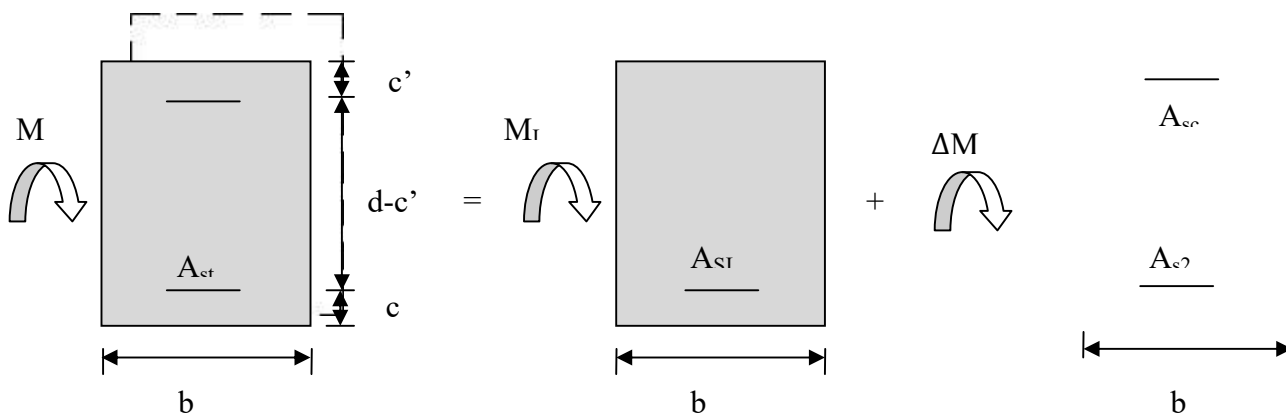


Figure.VI.2: Disposition des armatures S.D.A.

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

➤ **Ferraillages des poutres**

- **1^{er} Cas**
- **Poutres principale lié (30×40)**

➤ **En travées :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

- Moment en travée : 102.46 KN.m

On a:

b=30cm

h=40cm

d=h-c=40-3=37cm.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{102,46 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,176$$

$\mu = 0,176 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A)

$A_{sc}=0$

$\mu = 0,176 \longrightarrow \beta = 0,902$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{102.46 \times 10^3}{0,902 \times 37 \times 348} = 8.590 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

- Moment aux appuis : 134,60 KN.m

On a:

b=30cm

h=40cm

d=h-c=40-3=37cm.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{134,60 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,231$$

$\mu = 0,231 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0,231 \longrightarrow \beta = 0,867$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{148,186 \times 10^3}{0,892 \times 37 \times 400} = 10,214 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres secondaires (30 × 35):**

➤ **En travées :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

- Moment en travée =81,75KN.m

On a :

$b=30\text{cm}$

$h=35 \text{ cm}$

$d=h - c=35 - 3=32 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81.75 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,187$$

$\mu = 0.187 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0.187 \longrightarrow \beta = 0.896$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{81.75 \times 10^3}{0,896 \times 32 \times 348} = 7.945 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

- Moment en travée : 95.743 KN.m

On a:

$b=30\text{cm};$

$h=35 \text{ cm};$

$d=h-c=35-3=32 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{95.743 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0.219$$

$\mu = 0,219 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0,219 \longrightarrow \beta = 0.876$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{111,243 \times 10^3}{0,892 \times 32 \times 400} = 8.28 \text{ cm}^2.$$

➤ Cas 2

- Poutres principale non lié (30×40)

➤ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

- Moment en travée : 51.314 KN.m

On a:

$b=30\text{cm}$

$h=40\text{cm}$

$d=h-c=40-3=37\text{cm}.$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51.314 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0.088$$

$\mu = 0,088 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A)

$A_{sc}=0$

$\mu = 0,088 \longrightarrow \beta = 0,954$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{102.46 \times 10^3}{0,954 \times 37 \times 348} = 4.067 \text{ cm}^2.$$

➤ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

- Moment aux appuis : 65.793 KN.m

On a:

$b=30\text{cm}$

$h=40\text{cm}$

$d=h-c=40-3=37\text{cm}.$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.793 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,113$$

$\mu = 0,113 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0,113 \longrightarrow \beta = 0,942$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{65.793 \times 10^3}{0,942 \times 37 \times 400} = 4.595 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutres secondaires (30 × 35):**

➤ **En travées :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

- Moment en travée = 62.607 KN.m

On a :

$b=30\text{cm}$

$h=35\text{ cm}$

$d=h - c=35 - 3=32\text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.607 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,144$$

$\mu = 0.144 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0.144 \longrightarrow \beta = 0.922$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{81.75 \times 10^3}{0,922 \times 32 \times 348} = 5.913\text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appui}) est la suivante :

- Moment en travée : 64.616 KN.m

On a:

$b=30\text{cm};$

$h=35\text{ cm};$

$d=h-c=35-3=32\text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64.616 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0.148$$

$\mu = 0,148 < \mu_1 = 0,392$ section simplement armée (S.S.A) , $A_{sc}=0$

$\mu = 0,148 \longrightarrow \beta = 0.919$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{111,243 \times 10^3}{0,919 \times 32 \times 400} = 5.327\text{cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

				M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferraillage	$A_{adopté}$ (cm^2)
PP	Lié	En travée	08GEY	102,46	0,176	SSA	0,902	8,590	3HA14(fil) + 3HA14(chap)	9,23
		Aux appuis	GQMEY	134,60	0,231	SSA	0,867	10,214	3HA14(fil) + 3HA16(chap)	10,65
	Non lié	En travée	ELU	51,314	0,088	SSA	0,954	4,067	3HA14(fil)	4,62
		Aux appuis	GQMEY	65,793	0,113	SSA	0,942	4,595	3HA14(fil)	4,62
PS	Lié	En travée	08GMEX	81,75	0,187	SSA	0,896	7,945	3HA14(fil) + 3HA12chap)	8,01
		Aux appuis	GQEX	95,743	0,219	SSA	0,876	8,280	3HA14(fil) + 3HA14(chap)	9,23
	Non lié	En travée	ELU	62,607	0,144	SSA	0,922	5,913	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	6,88
		Aux appuis	GQEX	64,616	0,148	SSA	0,919	5,327	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	6,88

Tableau VI.3 Ferraillage des poutres.

B. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right)$
- Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm^2]
Poutre Principale (30x40)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm}\right)$	Min [10;16.8;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad}=2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire (30x35)	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm}\right)$	Min [7,5;14.4;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad}=2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.4 Les quantités et les espacements des armatures transversales.

4. Vérifications a l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumé dans le tableau suivant :

			$A_{st}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Vérifications
Poutre principale	Lié	En travée	9,23	3	CV
		Aux appuis	10,65		CV
	Non lié	En travée	4,62	3	CV
		Aux appuis	4,62		CV
Poutre secondaire	Lié	En travée	8,01	2,62	CV
		Aux appuis	9,23		CV
	Non lié	En travée	6,88	2,62	CV
		Aux appuis	6,88		CV

Tableau VI.5 : Vérifications armatures longitudinales.

Remarque

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

T_u^{max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 MPa ; 5 MPa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

		Efforts tranchant T_u^{max} [KN]	b [cm]	d [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	observation
Poutre principale	Lié	122,54	30	37	0,110	3,33	Condition vérifiée
	Non lié	85,16	30	37	0,077		Condition vérifiée
Poutres Secondaires	Lié	113,58	30	32	0,118	3,33	Condition vérifiée
	Non lié	55,05	30	32	0,057		Condition vérifiée

Tableau VI.6: Vérification au cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant :

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

		Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	b [cm]	d [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [MPa]	observation
Poutre principale	Lié	122,54	30	37	1,5	25	666	Condition vérifiée
	Non lié	85,16	30	37			666	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	Lié	113,58	30	32	1,5	25	576	Condition vérifiée
	Non lié	55,05	30	32			576	Condition vérifiée

Tableau VI.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Et si $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

		T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	d [m]	$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$	observation
Poutre principale	Lié	122,54	134,60	0,37	-281,66	Condition vérifiée
	Non lié	85,16	65,793	0,37	-112,42	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	Lié	113,58	95,743	0,32	-218,86	Condition vérifiée
	Non lié	55,05	64,616	0,32	-169,31	Condition vérifiée

Tableau VI.8: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Remarque

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

		T_u^{\max} [KN]	d [m]	$\sum U_i$	τ_{se}	$\overline{\tau_{se}}$	observation
Poutre principale	Lié	122,54	370	282,6	1,30	3,15	Condition vérifiée
	Non lié	85,16	370	131,88	1,94	3,15	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	Lié	113,58	320	263,76	1,50	3,15	Condition vérifiée
	Non lié	55,05	320	244,92	0,78	3,15	Condition vérifiée

e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellements = $\frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.

➤ **Selon le RPA :**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 50 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm} \quad L_r = 70 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4 ls pour les aciers H.A.

- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 0,4 \times 60 = 24$ cm
- Pour les \varnothing_{14} : $L_a = 0,4 \times 70 = 28$ cm
- Pour les \varnothing_{16} : $L_a = 0,4 \times 80 = 32$ cm

➤ **Vérifications a l’ELS**

1) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} \\ f_{t2} = 0,6 + 0,06 \times f_{c2} = 2,1\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

			A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutre principale	Lié	En travée	9,23	1,34	Condition vérifiée
		En appuis	10,65		Condition vérifiée
	Non lié	En travée	4,62	1,19	Condition vérifiée
		Appuis	4,62		Condition vérifiée
Poutre secondaire	Lié	En travée	8,01	1,34	Condition vérifiée
		En appuis	9,23		Condition vérifiée
	Non lié	En travée	6,88	1,19	Condition vérifiée
		Appuis	6,88		Condition vérifiée

Tableau VI.9 Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

2) Etat limite d’ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n’est pas nécessaire.

3) Vérification des contraintes :

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l’ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant

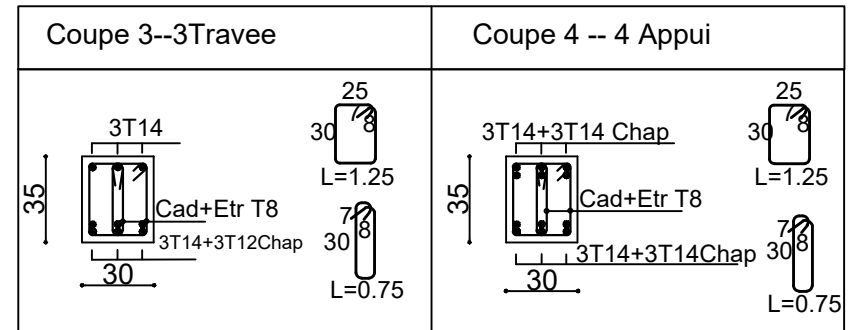
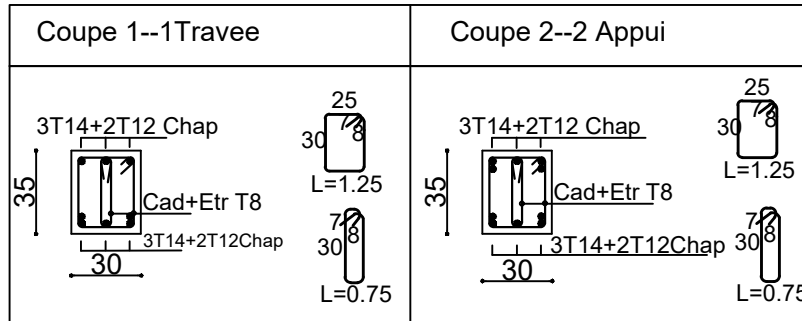
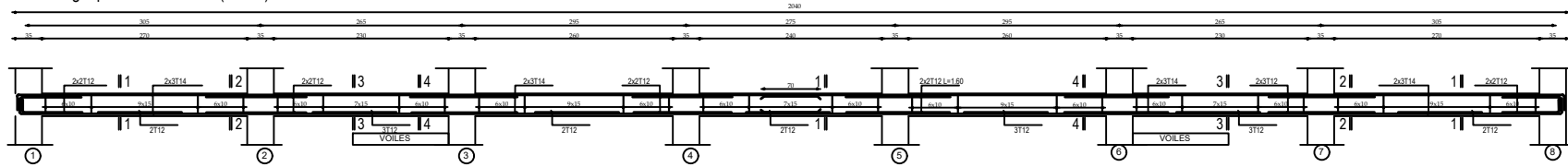
		Moment à l'ELS [KN.M]	A _{st} [cm ²]	b	d	ρ	β ₁	σ _{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K ₁	σ _{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	37,529	9,23	30	37	0,832	0,87	126,31	348	CV	23,46	5,38	15	CV
	Appuis	44,278	10,65			0,959	0,863	130,20		CV	21,5	6,06		CV
Poutres secondaires	Travées	37,529	4,62			0,416	0,901	243,67		CV	31,5	7,74		CV
	Appuis	44,278	4,62			0,416	0,901	287,49		CV	31,5	9,13		CV
Poutres principales	Travées	17,619	8,01	30	32	0,834	0,87	79,01	348	CV	23,46	3,37	15	CV
	Appuis	15,581	9,23			0,961	0,8635	61,09		CV	21,32	2,87		CV
Poutres secondaires	Travées	21,942	6,88			0,717	0,877	113,64		CV	25,65	4,43		CV
	Appuis	32,227	6,88			0,717	0,877	166,91		CV	25,65	6,51		CV

Tableau VI.10: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Remarque

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées

Ferrailage poutre secondaire (30x35): Axes "B" Niv: ±0.00 à +19.38



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par:
Mme : HADDAD.K
Etudié par:
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre:
Ferrailage des
poutres
secondaire

Echelle: 1/50

Plan

Promotion: 2021

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

VI-2-1 Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande compression).
- L'effort normal minimal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande traction).
- Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (pour chercher la plus grande flexion).

VI-2-2 Combinaisons d'actions :

- $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
- $G + Q$ (ELS).
- $G + Q + E$ (RPA 99 modifié 2003).
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 modifié 2003).

VI-2-3 Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :**VI-2-3-1 Armatures longitudinales :(RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0.9% ($b \times h$) en zone IIb.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 4% ($b \times h$) en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 6% ($b \times h$) en zone de recouvrement.

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal		Pourcentage maximal
	0.9 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
35X40	12,6	56	84
30X35	9,45	42	63

Tableau. VI.11: Sections d'armatures minimales selon les exigences du RPA.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone IIb.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

➤ Calcul du ferraillage :

a) Exposé de la méthode de calcul :

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 trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

➤ 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 :

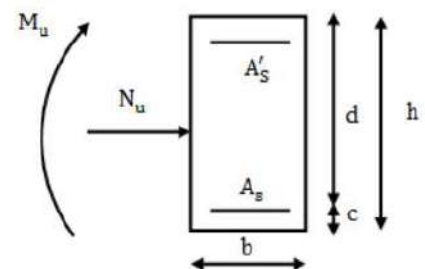
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81c'/h] bh^2 f_{bc} \quad \text{Avec :}$$

- N_u : effort de compression.
- M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right).$$



➤ **Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = N \left(\frac{h}{2} - c \right) = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_f \leq 0,392 \rightarrow S.S.A \rightarrow A' = 0$$

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) : \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

$$\mu_f > 0,392 \rightarrow S.D.A \rightarrow A' \neq 0.$$

- **Armatures en flexion simple :**

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \cdot \sigma'_s}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + A'_f$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A_f = A'_f ; A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M}{N} < \left(\frac{h}{2} - c \right) ; N : \text{ effort de compression}$$

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures :

• 1er cas

Si : $\begin{cases} N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc} \dots\dots\dots \text{la section est doublement armée.} \\ A_S > 0 \text{ et } A_{S'} > 0. \end{cases}$

➤ La section d'armature :

$$A'_{S'} = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_S = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{S'}$$

• 2^{eme} cas

Si : $\begin{cases} N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc} \dots\dots\dots \text{la section est simplement armée.} \\ A_S > 0 \text{ et } A_{S'} = 0. \end{cases}$

$$A_S = \frac{N - \psi . b . h . f_{bc}}{100 . \sigma_s} \quad A_{S'} = 0 \text{ Avec :}$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Section entièrement tendue :

$$A_S = \frac{N . a}{(d - c') . \sigma_{10}}$$

$$A_{S'} = \frac{Nu}{\sigma_{10}} - A_1$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle, compression pure).

le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$.

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

➤ Exemple de calcul manuel

Poteaux 35 × 40

$$N = 873.35 \text{ KNM} = 22.635 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.025 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.175$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 22.635 + 873.35 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.025\right) \Rightarrow M_f = 175.47 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de la 1ère condition : $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

$$d = h - c = 0.4 - 0.025 \Rightarrow d = 0.375 \text{ m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 873.35 \times (0.375 - 0.025) - 175.47 = 130.20 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.025) \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 227.73 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) **Condition vérifiée.**

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{175.47 \times 10^6}{350 \times (375)^2 \times 14.2} = 0.251$$

$$\mu_f = 0.251 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.853$$

➤ Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{175.47 \times 10^5}{0.853 \times 37.5 \times 348 \times 10^2} = 15.76 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 15.76 - \frac{873.35 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -9.33 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 : $A_{\min} = 12.6 \text{ cm}^2$

$$A_s = 4HA16 + 4HA14 = 14.19 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul a l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{mf} cm ²	A _{sup} cm ²	A _{min} cm ²	Ferrailag	A _{ad} cm ²
1 ^{er} RDC ⇒ 3 ^{ème} ét	35 x 40	N _{max}	873,35	M _{corr}	-22,635	ELU	SEC	0	0	12,6	4HA16+4HA14	14,19
		N _{min}	365,39	M _{corr}	4,512	0.8G+EX	SEC	0	0			
		M _{max}	312,65	N _{corr}	-84,576	ELU	SPC	0	4,47			
2 ^{ème} ⇒ 5 ^{ème} ét	30 x 35	N _{max}	574,66	M _{corr}	-2,609	ELU	SEC	0	0	9,45	+4HA14+4HA12	10,67
		N _{min}	72,97	M _{corr}	0,701	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		M _{max}	159,68	N _{corr}	-75,515	ELU	SEC	0	5,65			

VI-2-3-2 Calcul des armatures transversales : selon le R.P.A 99 modifié 2003 (art.7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux, sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : armatures transversales

T_u : effort tranchant de calcul

h₁: hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- Pour : λ ≥ 5 ⇒ ρ = 2,5
- Pour : λ < 5 ⇒ ρ = 3,75

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} L_f = 0.7h_e$$

L_f: La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% est donnée par :

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1. \\ \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1. \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{Interpoler entre les deux valeurs présentes.} \\ 3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots \text{Interpolation entre les valeurs limite du poteau.} \end{cases}$$

Remarque

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\emptyset > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\emptyset_{\min})$.

➤ **Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

a) Dans la zone nodale

$$St \leq \min(10\emptyset ; 15\text{cm})$$

$$St \leq \min(10 \times 1,6 ; 15\text{cm}) = \min(16 ; 15\text{cm}) \rightarrow St = 10\text{ cm}$$

b) Dans la zone courante

$$St \leq 15 \emptyset$$

$$St \leq 15 \emptyset = 15 \times 1,6 = 24\text{ cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

Avec : $\emptyset_L = 12\text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : **$St = 10\text{ cm}$** en zone nodale.

$St = 15\text{cm}$ en zone courante.

➤ **Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :**

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_1 = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33\text{ mm} \quad \text{soit } \emptyset_1 = 8\text{ mm.}$$

\emptyset_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8=2.01cm²**.

➤ **Longueurs de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :**

• **Pour les HA16 :**

$$L_r = 50\emptyset = 50 \times 1,6 = 80\text{ cm.}$$

• **Pour les HA14 :**

$$L_r = 50\emptyset = 50 \times 1,4 = 70\text{ cm.}$$

• **Pour les HA12 :**

$$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 60\text{ cm.}$$

➤ La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

• Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm On prend : } L_s = 60 \text{ cm.}$$

• Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm On prend : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

• Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42,33 \text{ cm On prend : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}, \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad \text{Avec:}$$

$$L_f = 0.7h_e$$

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm		
40x35	408	285,6	7,14	1,8	1,2	2.01	Condition vérifiée
			8,16	1,575	1,05	2.01	Condition vérifiée
30x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2.01	Condition vérifiée
			7,14	1,35	0,9	2.01	Condition vérifiée

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\} \text{ (Art.7.4.2.1)}$$

• **Poteaux (40x 35)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{408}{6}; 40; 35; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (68; 40; 35; 60 \text{ cm}) = 70 \text{ cm}$$

• **Poteau (30 x 35) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left(\frac{306}{6}; 35; 30; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (51; 30; 35; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

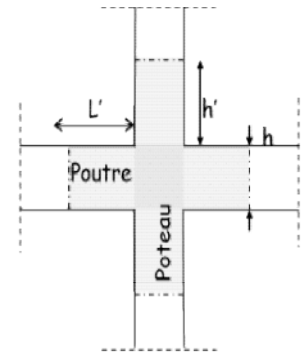


Figure VI.2 Délimitation de la zone nodale

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5$

$$\rho_b = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{ MPa.}$$

$$\lambda_g < 5$$

$$\rho_b = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa..}$$

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b (mm)	h (mm)	λ _g ≥ 5	d (mm)	T _u X10 ³ N	τ _b (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
40x35	4,08	350	400	7,14	375	56,1	0,427	0.875	Condition vérifiée
				8,16	325		0,432	0.875	Condition vérifiée
30x35	3,06	300	350	6,12	275	51,54	0,625	0.875	Condition vérifiée
				7,14	325		0,453	0.875	Condition vérifiée

Tableau VI.12: Vérification des contraintes tangentielles.

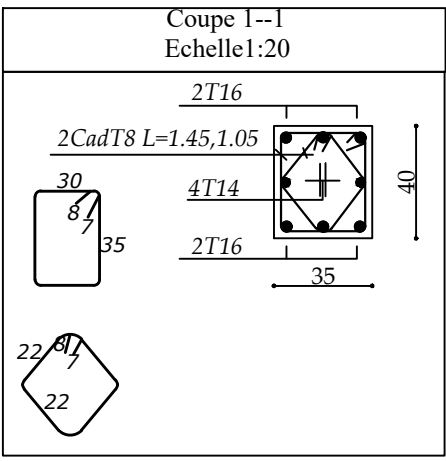
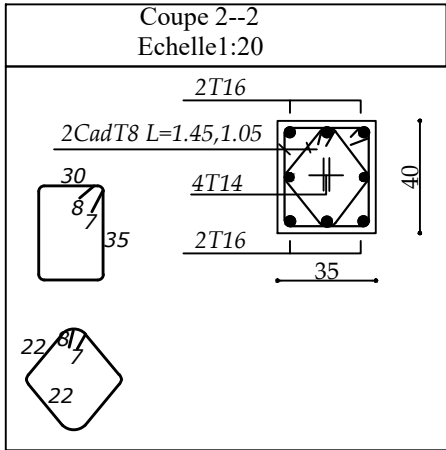
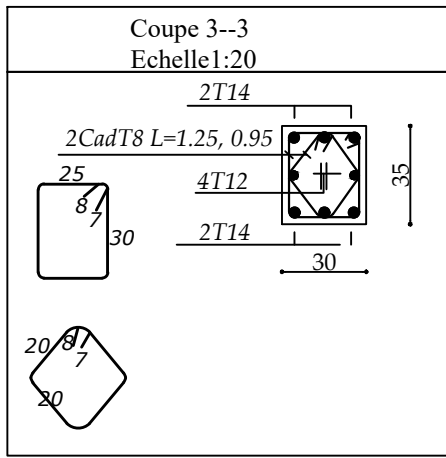
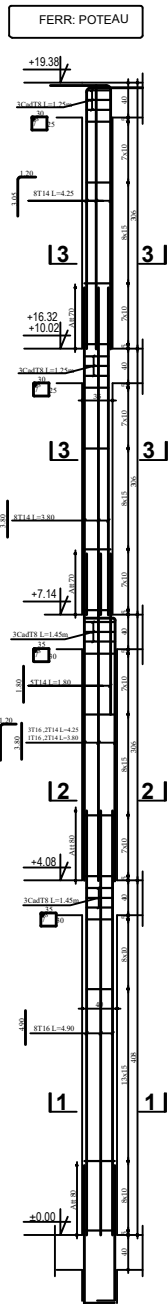
VII-2-4 Vérification à L'ELS :

➤ Vérification des contraintes

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348MPa$
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Etat des contraintes							Observation
RDC ⇒ 1 ^{er}	35 x 40	N	637,27	M _{corr}	0,549		SEC	4,08	3,97	15	61	59,7	
		N	102,88	M _{corr}	-0,353	SEC	0,61	0,68	15	9,32	10,2	348	Condition vérifiée
		N _{corr}	236,68	M _{max}	28,428	SPC	4,67	0	15	59,4	-25,4	348	Condition vérifiée
2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	30 x 35	N	419,69	M _{corr}	-1,903	SEC	3,28	3,8	15	49,8	56,3	348	Condition vérifiée
		N	6,16	M _{corr}	-0,263	SEC	0,02	0,09	15	0,35	1,19	348	Condition vérifiée
		N _{corr}	66,56	M _{max}	-28,79	SPC	0	6,06	15	-154,7	64	348	Condition vérifiée



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme : HADDAD.K	Titre: Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA		Plan
		Promotion: 2021

VI.3 FERRAILAGE DES VOILES

1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC, 1^{er} étage.
- **Zone II**: 2, 3, 4,5^{ème} étages.

➤ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU.
- $G+Q\pm E$ RPA 2003.
- $0.8G\pm E$ RPA 2003.

a) **Déterminations des armatures :**

a) **Armatures verticales**

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.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.4.1}).$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1}).$$

Avec :

B : section du béton tendue.

- 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 $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

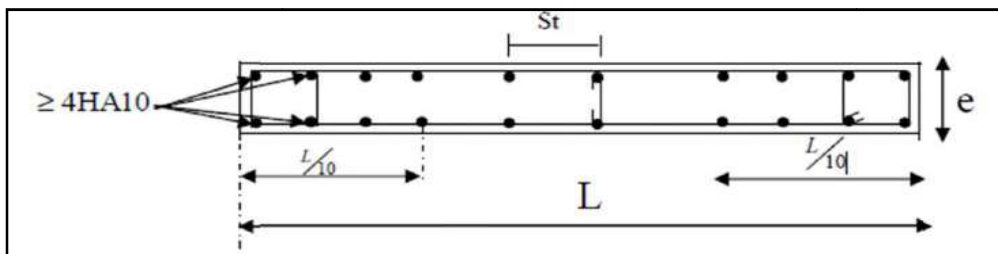


Fig.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Armatures horizontales

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures. Et d'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales.

c) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec: $\bar{V} = 1,4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile.
- A_h : 0,10%B en zone courante.
- B : Section du béton.

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \text{ Avec : } e=20\text{cm : épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \dots \dots \dots S_t \leq 30\text{cm}.$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $50\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

g) Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

➤ **Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec :}$$

B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V'$$

V' : Bras de levier

$$V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

➤ **Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression.

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction.

g) Ferrailage du voile :➤ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- γ_b : 1,15 situation accidentelle
- $\theta = 0,85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_V : section des armatures tendue du voile.

➤ **Les vérifications****a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_S : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$\bar{V} = 1,4 V_u$ Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d= 0,9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

4 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage des voiles 2.5 m de la zone I

a. Caractéristiques géométriques

Tableau VI.3.5 : Caractéristiques géométriques du voile V1.

L (m)	e(m)	B (m ²)	I (m)	V (m)	M (Kn.m)	N (Kn)	N (Kn)
2.5	0.20	0.50	0.260	1.25	1779,99	-1342,67	380,36

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-1342,67}{0.5} + \frac{1779,99 \times 1.25}{0.260} = 5872,30 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-1342,67}{0.5} - \frac{1779,99 \times 1.25}{0.260} = -11242,98 \text{ Kn/m}^2$$

Section partiellement comprimée (SPA)

b. Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{5872,30}{5872,30 + 11242,98} \times 2.5 \Rightarrow L_c = 0.86$$

c. Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 2.5 - 0.86 \Rightarrow L_t = 1.64\text{m}$$

$$N_t = \sigma_{max} \times Nu \times \frac{e}{2} = 1.64 \times 5872,30 \times \frac{0.2}{2} = 964,37$$

d. Calcul des armatures verticales

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{964,37}{34.8} = 27.71 \text{ cm}^2$$

e. Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 380,36}{348 \times 10^{-1}} = 11.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_v + A_{vj} = 27.19 + 11.06 = 38.77$$

Section d'armateur pour une seule nappe

$$A_{sn} = A_s / 2 = 38.77 / 2 = 19.38$$

Section d'armateur pour une bonde de 1ml

$$A_{ml} = A_{sn} / L_t = 19.38 / 1.64 = 11.80$$

Calcul des armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times L \times e}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 0.20 \times 2.5}{400} \times 10^4; 0.002 \times 2.5 \times 0.25 \times 10^4\right)/2$$

$$A_{\min} \geq \max(13.125; 6.25) = \mathbf{13.125 \text{ cm}^2}$$

A_{\min} pour une bonde de 1ml

$$A_{\min \text{ ml}} = 13.125/2.5 = 5.25$$

Tableau VI.3.6 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} .

Ferrailage adoptée ml	Section ml	Espacement	
		nodale	Courante
8HA16	16.08	9	14

f. Calcul des armatures horizontales

D'après RPA 99 version 2003 : $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 250 = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2}$

$$A_H \text{ ml} = 7,5/2.5 = \mathbf{3 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5HA12 = $\mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_h = \mathbf{25 \text{ cm}}$.

g. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

h. Les vérifications**- Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow \mathbf{St \leq 30\text{cm}}$$

$$S_t = 9 \text{ cm et } 20\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 15\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1342,67 \times 10^3}{0,5 \times 10^6 + 15 \times 16,08 \times 10^2} = 5,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement

a. D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 380,36 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 1,278 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,278 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b. D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{380,36 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 0,913 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,913 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Ferraillage des Voiles de 2,5m

Sollicitation de calcul				Armatures verticales											Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																	τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation			
Zone I	-1342,67	1779,99	380,36	GQMEY	5872,30	-11242,98	1,64	964,37	27,71	11,06	38,77	19,38	13,125	11,80	15,16	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	14	1,278	Condition vérifiée	0,913	Condition vérifiée	5,555	Condition vérifiée
	396,99	1774,373	395,9	08GMEY	9324,62	-7736,66	1,13	1057,09	26,43	7,94	34,37	17,19	13,125	15,16														
	-1223,47	1828,383	410,82	GQMEY	6343,36	-11237,24	1,60	1013,64	29,13	11,62	40,75	20,37	13,125	12,75														
Zone II	-536,09	61,632	34,05	GQEX	-775,87	-1368,49	0	0	0	1,51	1,51	0,75	13,125	5,25	6,84	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	14	1,006	Condition vérifiée	0,719	Condition vérifiée	2,895	Condition vérifiée
	33,55	77,272	40,36	08GMEY	438,60	-304,40	1,02	44,92	1,29	0,73	2,02	1,01	13,125	5,25														
	-483,06	776,709	323,48	GQMEY	2768,06	-4700,30	1,57	435,53	12,52	9,01	21,52	10,76	13,125	6,84														

Tableau VI.3.3: ferraillage des voiles de 2,5m

➤ Ferraillage des Voiles de 1,20 m

Sollicitation de calcul				Armatures verticales											Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																	τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation			
Zone I	-1012,19	24,34	12,6	ELU	-3710,38	-4724,54	0	0	0	0,56	0,56	0,28	6,3	5,25	14,85	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,053	Condition vérifiée	0,752	Condition vérifiée	4,192	Condition vérifiée
	-73,96	476,729	153,06	08GEX	9623,69	-10240,02	0,62	595,34	14,88	3,49	18,38	9,19	6,3	14,85														
	-213,69	494,788	162,41	GQEX	9417,71	-11198,46	0,65	613,87	15,35	3,90	19,25	9,63	6,3	14,77														
Zone II	-760,72	6,109	2,05	ELU	-3042,40	-3296,94	0	0	0	0,09	0,09	0,05	6,3	5,25	6,55	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,858	Condition vérifiée	0,613	Condition vérifiée	4,114	Condition vérifiée
	-0,28	27,245	26,25	08GEX	566,44	-568,77	0,60	34,06	0,98	0,58	1,56	0,78	6,3	5,25														
	-379,9	213,371	132,45	GQEX	2862,31	-6028,15	0,81	232,89	6,69	3,97	10,67	5,33	6,3	6,55														

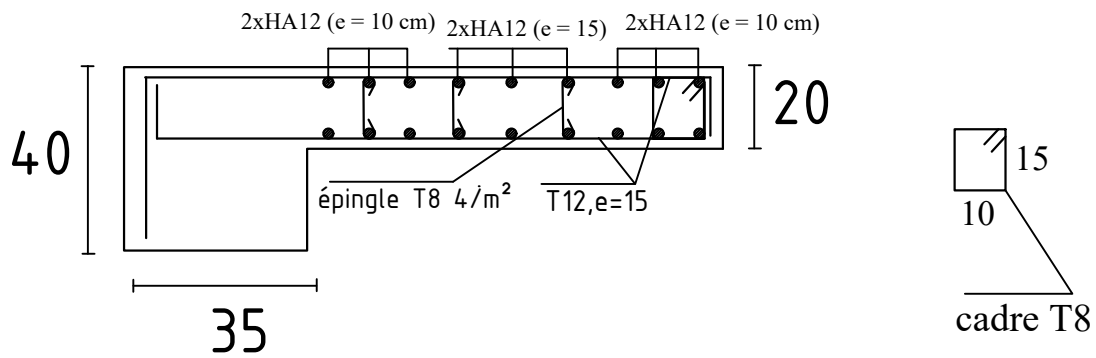
Tableau VI.3.4 : Ferraillage des voiles de 1,20 m

➤ Ferraillage des Voiles longitudinales de 1,00 m

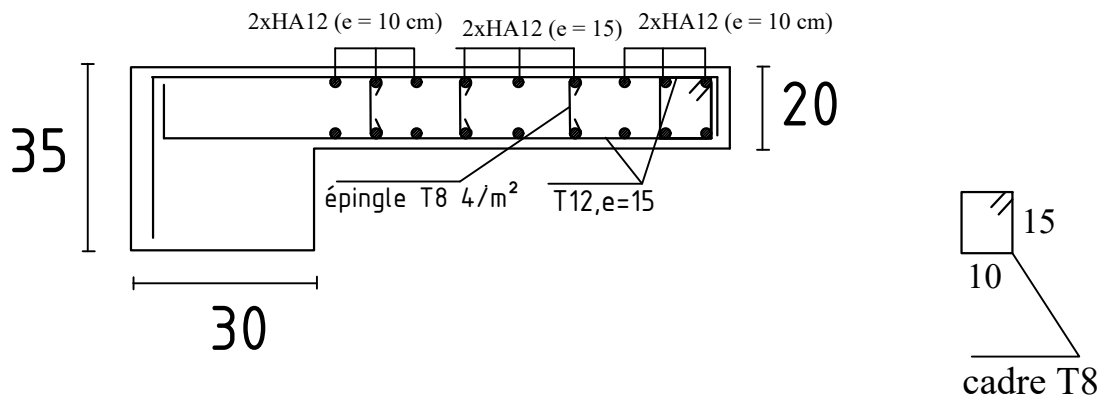
Sollicitation de calcul				Armatures verticales											Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																	τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation			
Zone I	-910,35	81,765	39,71	GQMEY	-4306,45	-4797,05	0	0	0	1,76	1,76	0,88	5,25	5,25	6,38	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,960	Condition vérifiée	0,686	Condition vérifiée	7,650	Condition vérifiée
	511,02	82,804	40,24	08GMEY	2803,52	2306,68	1	280,35	7,30	5,46	12,76	6,38	5,25	6,38														
	-643,31	347,077	123,39	GQEX	-2175,28	-4257,82	0	0	0	5,46	5,46	2,73	5,25	5,25														
Zone II	-411,91	38,946	25,92	GQMEY	-1942,71	-2176,39	0	0	0	1,15	1,15	0,57	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,682	Condition vérifiée	0,487	Condition vérifiée	3,461	Condition vérifiée
	126,91	43,984	29,15	08GMEY	766,51	502,59	1	76,65	2,00	3,88	5,88	2,94	5,25	5,25														
	-228,2	139,446	87,74	GQEX	-722,65	-1559,35	0	0	0	3,88	3,88	1,94	5,25	5,25														

Tableau VI.3.5 : Ferraillage des voiles longitudinales de 1,00 m

Ferrailage voile de 1m Zone I



Ferrailage voile de 1m Zone II



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
Mme: HADDAD.K
Etudié par :
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

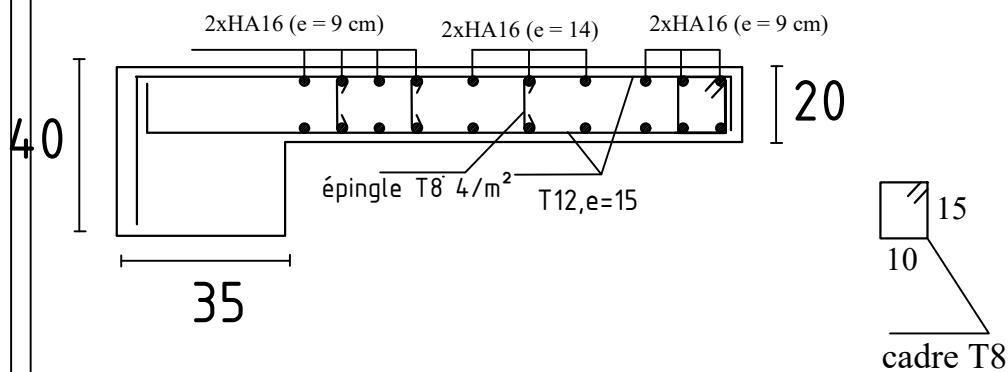
Titre :
Ferrailage des
voiles V2

Echelle: 1/50

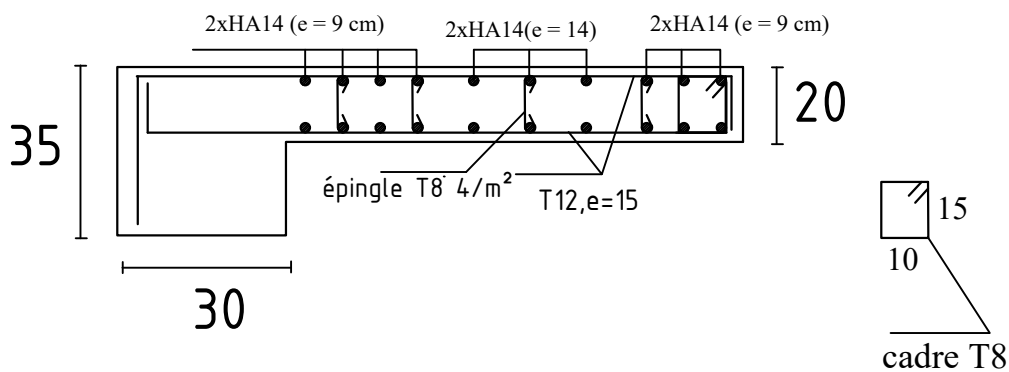
Planche N° :

Promotion 2021

Ferraillage voile de 1,2 m Zone I



Ferraillage voile de 1,2 m Zone II



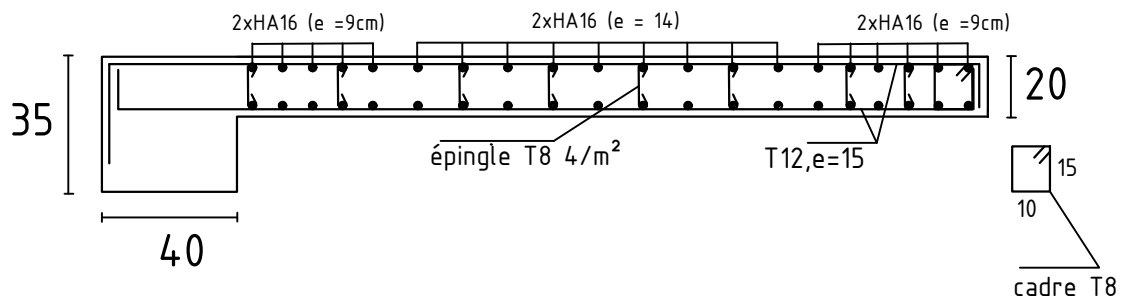
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
Mme: HADDAD.K
Etudié par :
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

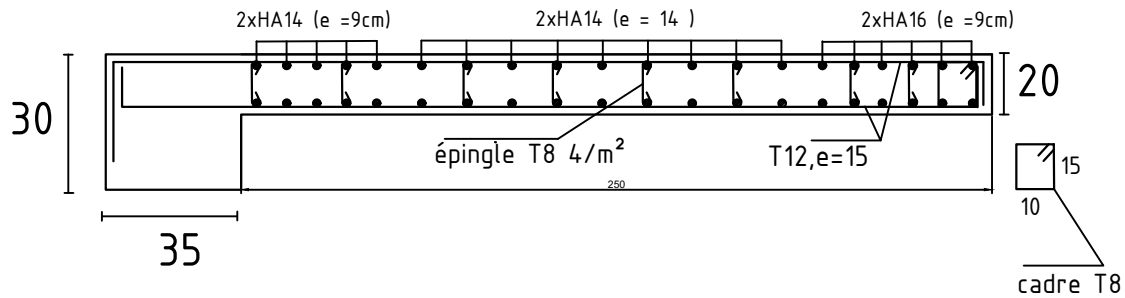
Titre :
Ferraillage des
voiles V2

Echelle: 1/50
Planche N° :
Promotion 2021

Ferraillage voile de 2,5 m Zone I



Ferraillage voile de 2,5 m Zone II



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
Mme:HADDAD.K
Etudié par :
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre :
Ferraillage des
voiles V1

Echelle:1/50
Planche N° :
Promotion 2021

Introduction :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois....) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

➤ Les principaux rôles de la fondation

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas déplacer).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

➤ type de fondation :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si $D < 1,5.B$
- Semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$
- Profondes si $D > 5.B$

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radier.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux

- Les puits
- **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

- **Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est 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.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

- **Dimensionnement**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

On commence par les semelles isolées, si elles ne sont pas vérifiées on passe aux semelles filantes et on fini par le radier générales.

- **Semelles isolées**

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte. Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

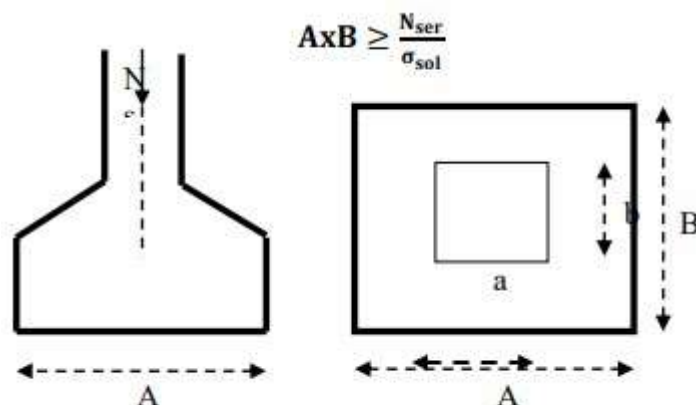


Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \longrightarrow A=B \text{ (poteau carré).}$$

$$\text{D'ou: } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 791,82 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{791,82}{200}} = 1,98 \text{ m.}$$

$$\text{Don : } A=B= 2\text{m.}$$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

➤ **Semelles filantes**

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s

$$N_s = G+Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

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.

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles longitudinal	V1	1	113,28	0,57	0,57	4	2,27
	V2	1,2	381,62	1,59	1,91	6	11,45
Voiles transversal	V3	2,5	275,65	0,55	1,38	4	5,51
							19,23

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles

$$S_v = \sum S_i = 2.27 + 11.45 + 5.51 = 19,23 \text{ m}^2$$

Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

- Semelles filantes sous poteaux :
- Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape du calcul :
 - Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
 - Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \quad \text{Avec :}$$

e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

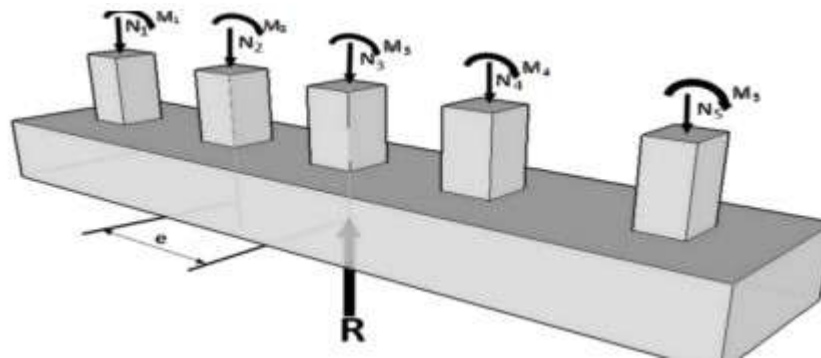


Figure VII.3 : Semelles filante sous poteaux.

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique **longitudinal**. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s . e _i (KN.m)
7	407,79	-5,992	4,775	1947,1973
8	791,82	-1,581	-0,375	-296,9325
9	468,35	7,11	-4,775	-2236,3713
Total	1667,96	-0,463		-586,1065

-Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

➤ **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :**

$$e = e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-586,11 + (-0,463)}{1667,96} = 0,349 \text{ m.}$$

➤ **Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :**

On a : $e = 0,349 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{9,55}{6} = 1,59 \text{ m} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1667,96}{9,55} \left(1 - \frac{6 \times 0,349}{9,55}\right) = 136,36 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{1667,96}{9,55} \left(1 + \frac{6 \times 0,349}{9,55}\right) = 212,95 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{1667,96}{9,55} \left(1 + \frac{3 \times 0,349}{9,55}\right) = 193,80 \text{ KN/m.}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{193,80}{200} = 0,96 \text{ m.}$$

Donc on opte pour **B = 1.00 m.**

On aura : $S_p = (B \times L) \times n$

$$S_p = (1,00 \times 9,55 \times 8) = 76,4 \text{ m}^2.$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = S_p + S_v = 19,23 + 76,4 = 95,63 \text{ m}^2$$

$$S_{BAT} = 9,55 \times 20,55 = 196,25 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{95,63}{196,25} \times 100 = 48,72 \%$$

Donc : $48,72\% < 50\%$

Conclusion

Les semelles occupent moins de 50% de la surface de la totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour une semelle filante comme fondation pour notre bâtiment.

➤ **hauteur des semelles**

$$h_s \geq (B-b)/4 + 5 \text{ cm} \quad \text{Avec}$$

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de semelle

b : le dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b=0.40 m pour les poteaux et **0.20 m** pour les voiles.

➤ **Semelles filantes sous voiles**

➤ **La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq (100-20)/4 + 5 = 25 \text{ cm.}$$

on adopte une hauteur de **$h_s=30 \text{ cm}$**

les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B=100 \text{ cm}$$

$$h_s=30 \text{ cm}$$

$$L=9,55 \text{ m}$$

➤ **Semelles sous poteaux**

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (120-40)/4+5=20\text{cm}$$

On prend une hauteur de **$h_s=30\text{ cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B=100\text{cm}$$

$$h_s=30\text{cm}$$

$$L=9,55\text{ m}$$

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 aux appuis).

➤ **Etude de la poutre de rigidité :**

• **Dimensionnement :**

Il faut que :

• **La hauteur :** $L/9 \leq h_p \leq L/6$

• **La largeur :** $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L= 5,15\text{ m}$.

• **La hauteur :** $515/9 \leq h_p \leq 515/6 \rightarrow 57,22 \leq h_p \leq 85,83$

On adopte une hauteur de **$h_p=80\text{cm}$**

• **La largeur :** $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p \rightarrow 26,67 \leq b_p \leq 53,33$

On adopte une largeur de **$b_p=50\text{cm}$**

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$$h=80\text{cm}$$

$$b=50\text{ cm}$$

$$d=h-c=75\text{cm}.$$

➤ **Le ferrailage de la poutre (ELU)**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteaux	$N_u(\text{KN})$	$M_u(\text{KN.m})$	e (m)	$N_u \times e$
7	604,99	19,938	4,775	2888,8273
8	1338,05	-33,432	-0,375	-501,76875
9	1060	-32,924	-4,775	-5061,5
Total	3003,04	-46,418		-2674,4415

Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

$$e_u = \sum N_u \times e + \sum M_u / \sum N_u \rightarrow e_u = (-2674,44 - 46,418) / 3003,04 = 0.90 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la charge uniforme**

$$q_u = (\sum N_u / L) (1 + (3 e_u / L))$$

$$q_u = 403,36 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Les conditions de la méthode forfaitaire**

• **Domaine d'application :**

Méthode s'applique aux structure courante dans les charge d'exploitation restent modérées c'est-à-dire :

$Q \leq \max (2xG \text{ ou } 5 \text{ KN/ml})$**condition vérifiée.**

- G : charge permanente sous toute la structure
- **G=12997,58KN/m²**
- Q: charge d'exploitation sous toute la structure
- **Q=1690,39 KN/m²**

la fissuration est non préjudiciable.....**condition vérifiée.**

la même section des poteaux dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections
condition vérifiée

le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8et 1.25 c'est-à-dire

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 5,15 / 4,8 = 1.07 \leq 1.25$$
..... **condition vérifiée.**

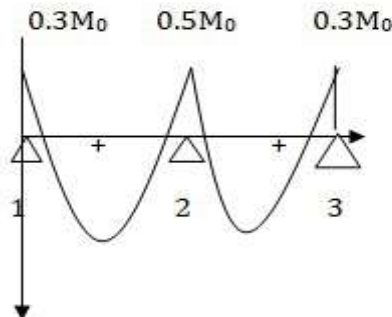
Donc

La méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{012} = q_u L_1^2 / 8 \rightarrow M_{012} = 403,36 \times (4,8)^2 / 8 = 1161,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = q_u L_2^2 / 8 \rightarrow M_{023} = 403,36 \times (5,15)^2 / 8 = 1337,26 \text{ KN.m}$$



➤ Calcul des armatures :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \dots \dots \dots A_{min} = 0.23 \times 50 \times 75 \times 2.1 / 348 = 5.21 \text{ cm}^2$$

Travée	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferraillage	A_{ad} [cm ²]
1 - 2	Travée	813,17	0,141	SSA	0,923	19,152	5,21	5HA16+5HA16	20,1
	Appuis	401,18	0,070	SSA	0,927	9,408	5,21	5HA16	10,05
2 - 3	Travée	936,08	0,162	SSA	0,91	22,362	5,21	5HA16+5HA20	25,75
	Appuis	668,63	0,116	SSA	0,938	15,496	5,21	5HA16+5HA16	20,1

➤ Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(80/35 ; b/10 ; \varphi_{1 \min})$$

$$\Phi_t \leq \min(2,28 ; 5 ; 2) \rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit 4HA10=3,14cm²

➤ Les armatures minimales transversales

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone nodale.}$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone courante.}$$

$$A_t < A_{min} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

➤ Espacement des cadres

Le RPA 99 (corrigé en 2003) l'espacement entre les cadres doit être :

• En zone nodale

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\varphi_1 ; 30) \text{ cm} \dots \dots \dots S_t \leq \min(20 ; 24 ; 30) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 16.8 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm} \text{ on prend un espacement de } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = T_u / bd \leq \tau = \min(3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA})$$

$$T_u = q_u l / 2 = 403,46 \times 4.8 / 2 = 968,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 968,06 \times 10^3 / 400 \times 750 = 3,22 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **ferraillage de la semelle**

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

- $A_B = N_{uf}(B-b)/8d \sigma_{st}$ avec $N_{uf} = B \times q_{(3/4)} \times 100$

A_B : la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm^2/ml).

$$B = 1.20\text{m}$$

$$N_{uf} = 1.00 \times 403,36 = 403,36 \text{ KN.}$$

$$A_B = 403,36 \times 10(100-40)/(8 \times 75 \times 348) = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **6HA12=6,78 cm^2/ml** avec **$S_t=20\text{cm}$** .

➤ **armatures de répartition**

$$A_r = A_B/4 = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend une section de } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de sol**

$$\sigma_{sol} = N_s / BL \leq \overline{\sigma}_{sol} = 193,80 / (1,00 \times 9,55) \quad \sigma_{sol} = 20,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 20,29 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V) Ferrailage de la longrine :

➤ **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner 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 à :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S2 ; zone IIb)

➤ **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x 30cm) : site de catégorie S_2 et S_3

(30cm x 30cm) : site de catégorie S_4

On adopte pour notre cas une section de (25cm x 30cm)

➤ **Armatures longitudinales :**

$N_u=1338,05\text{KN}$, $\alpha=10$ (zone IIb; site 3)

$F=N_u/\alpha=1338,05/10=133,8\text{KN}$

$A=F/\sigma_{st}=133,8 \times 10 / 348 = 3,84 \text{ cm}^2$

On prend **4HA12=4,42 cm²/ml**

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$A_{min}=0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

$A_t < A_{min}$ **la condition est vérifiée**

➤ **Armatures transversales**

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_{l \min}) \text{ cm} \rightarrow \Phi_t \leq \min (0.85 ; 2.5 ; 1.4) \text{ cm}$

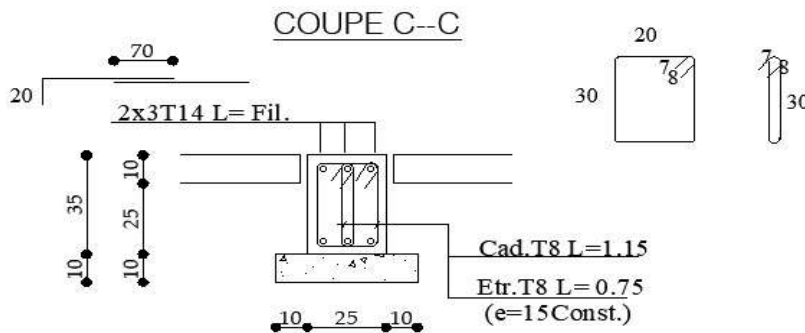
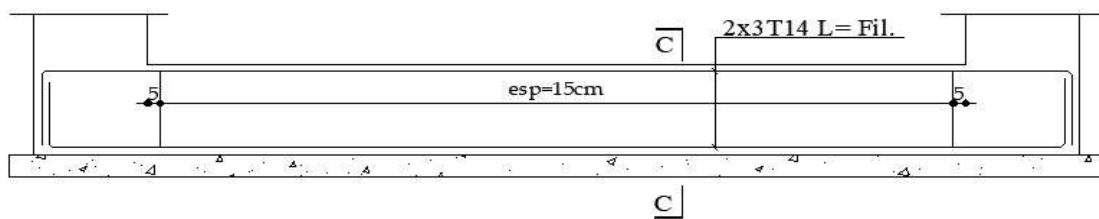
$\Phi_t \leq 0.85 \text{ cm}$ on prend un cadre de HA8

➤ **Espacement des cadres**

Selon RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$S_t \leq \min (20 ; 15\phi) \rightarrow S_t \leq \min (20 ; 21)$

Ferr. longrine (25x35)



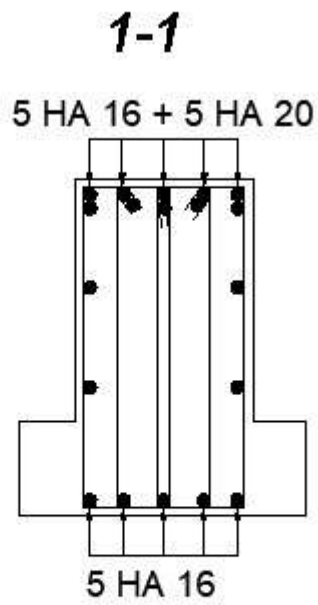


Schéma de ferrailage
des semelles en travées

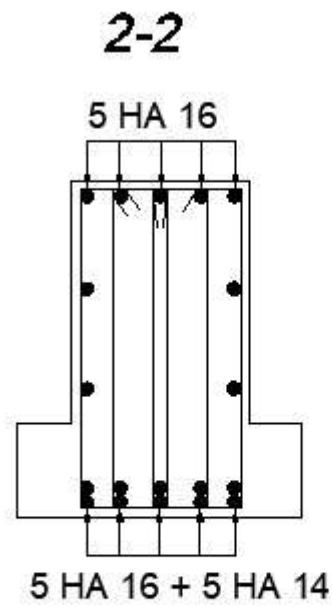
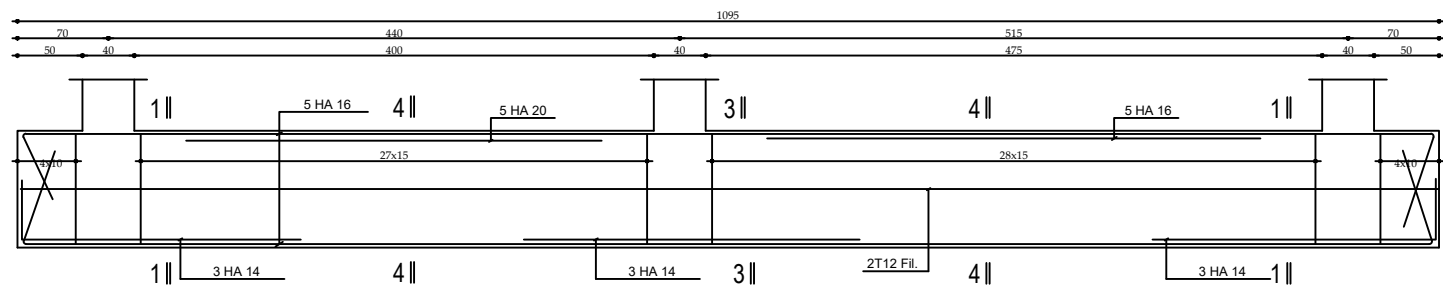


Schéma de ferrailage
des semelles aux appuis

FERR. NERVURES (40 x 90)



Ferr.longrine(25x35)

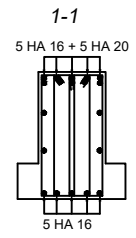
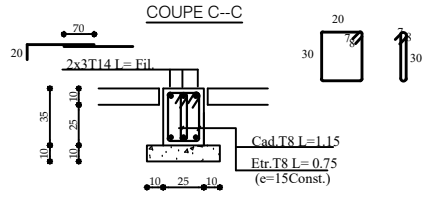
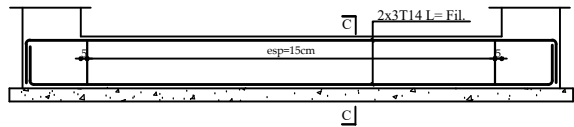


Schéma de ferrailage des semelles en travées

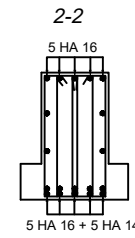


Schéma de ferrailage des semelles aux appuis

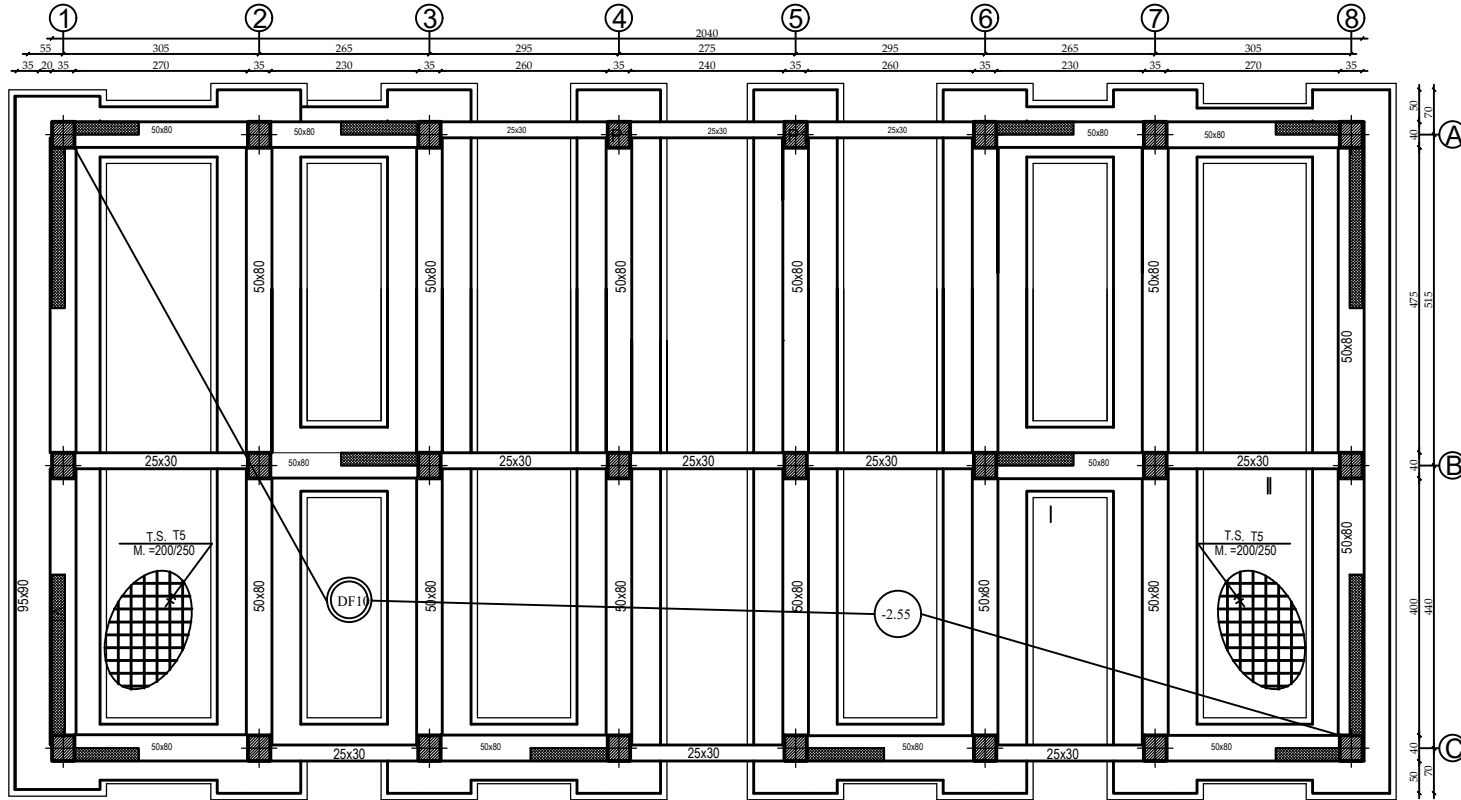
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
 Mme:HADDAD.K
 Etudié par :
 NAAMI ILHAM
 ROUAINIA SOUHILA

Titre :
 Ferrailage de nervures et longrine

Echelle:1/50
 Plan
 Promotion 2021

Coffrage fondation Niv: 0,00



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
Mme:HADDAD.K
Etudié par :
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

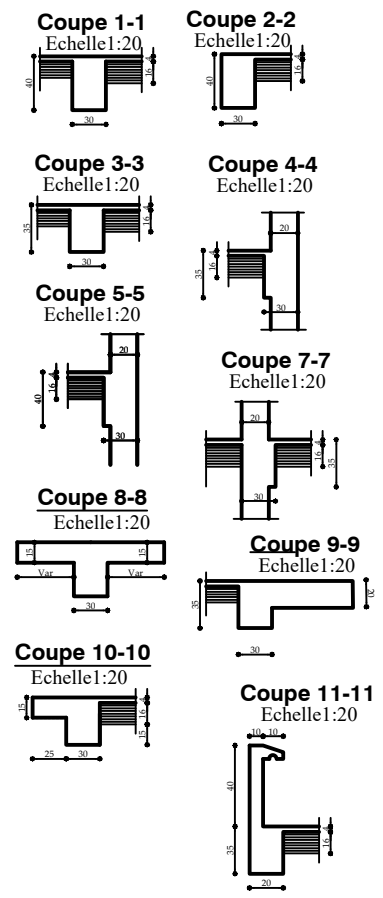
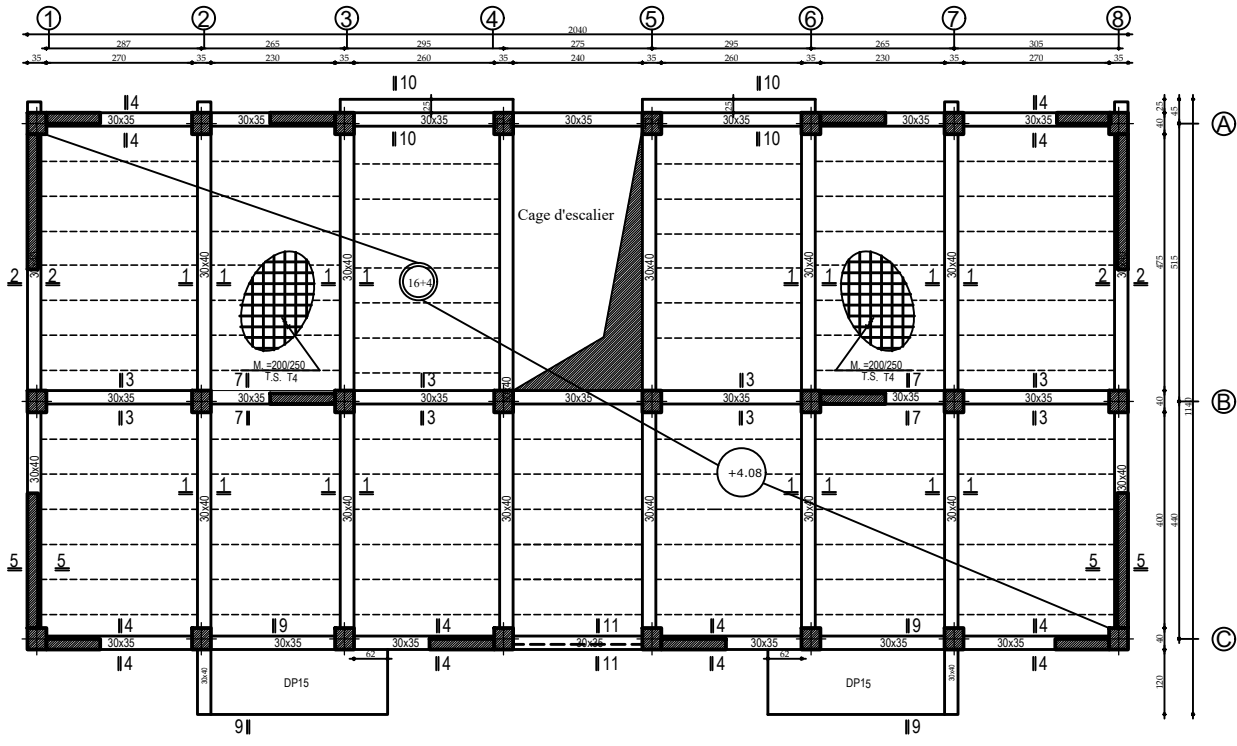
Titre :
Coffrage fondation

Echelle: 1/50

Plan

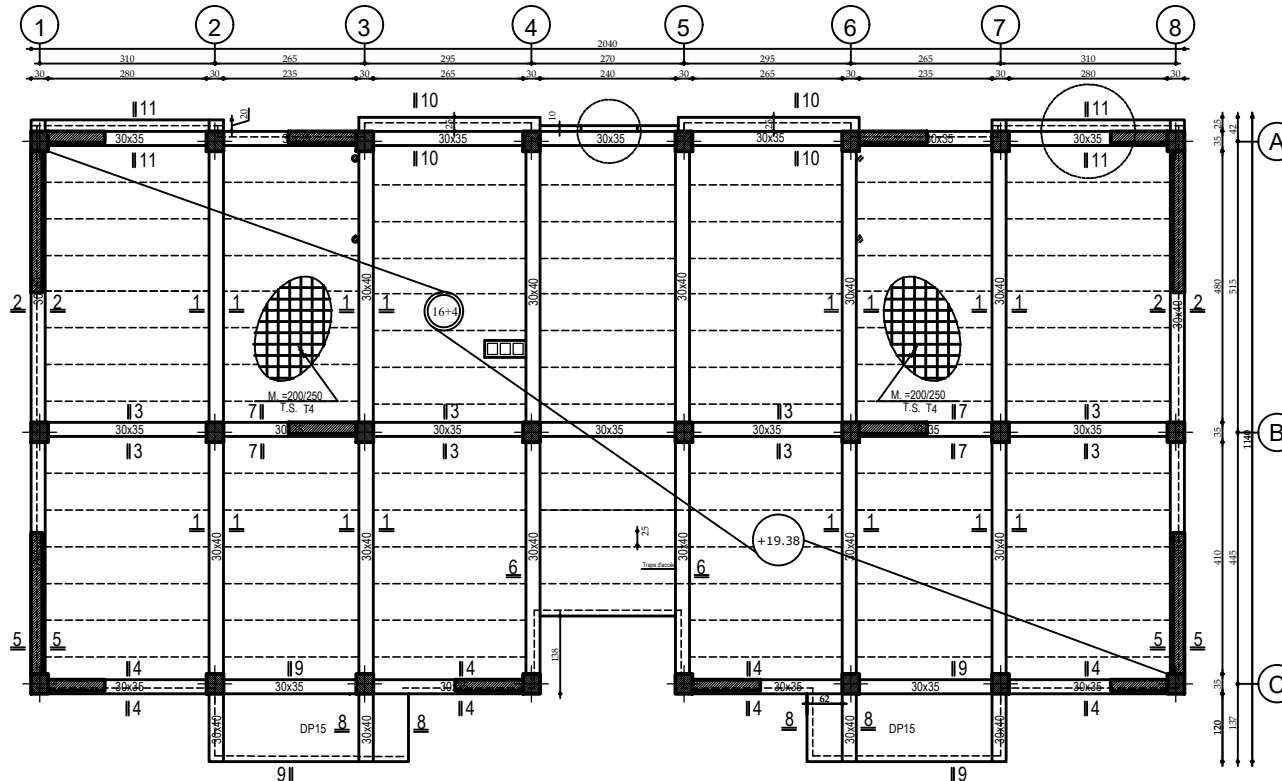
Promotion 2021

Coffrage Niv: +4.08

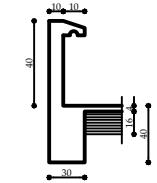


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme : HADDAD.K	Titre: Plan De coffrage niv+4.08	Echelle: 1/50
Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA		Plan
		Promotion: 2021

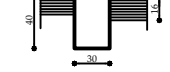
Coffrage Niv: +19.38



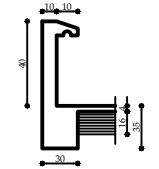
Coupe 2-2
Echelle:20



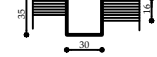
Coupe 1-1
Echelle:20



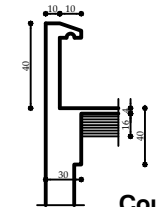
Coupe 4-4
Echelle:20



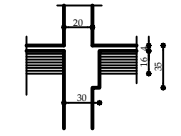
Coupe 3-3
Echelle:20



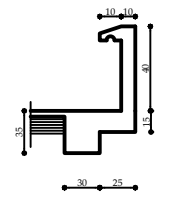
Coupe 5-5
Echelle:20



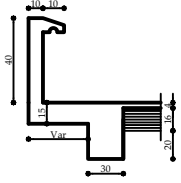
Coupe 7-7
Echelle:20



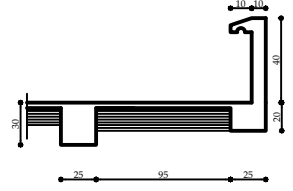
Coupe 10-10
Echelle:20



Coupe 8--8
Echelle:20

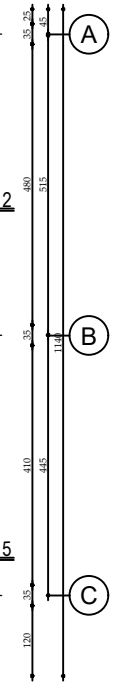
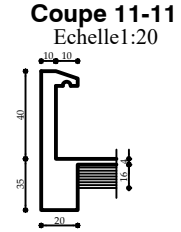
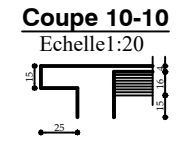
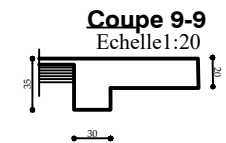
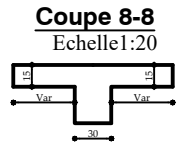
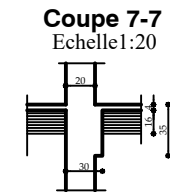
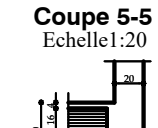
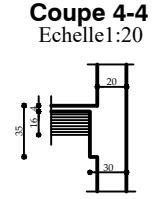
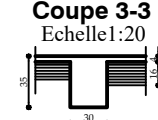
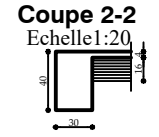
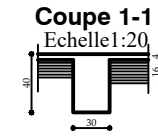
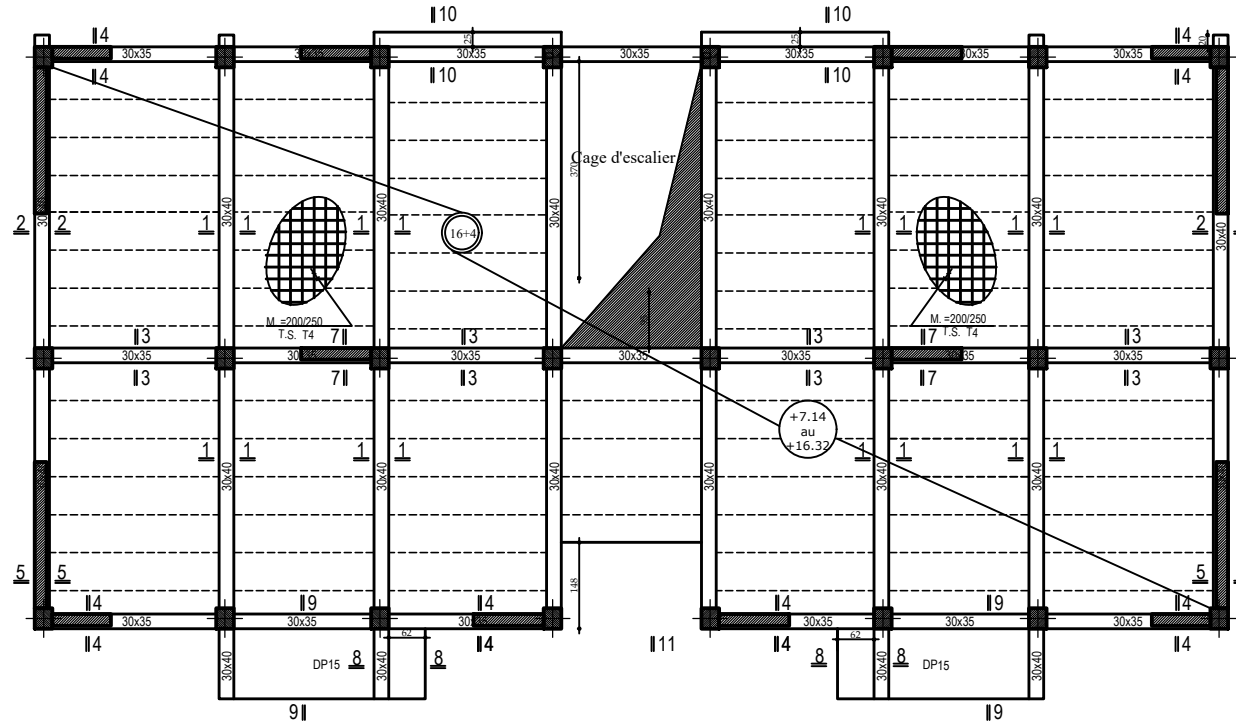
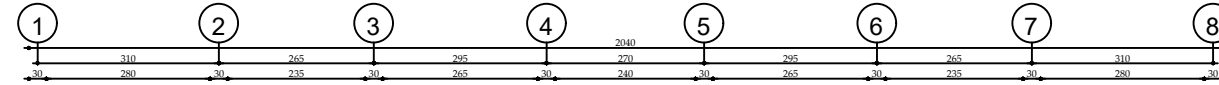


Coupe 9-9
Echelle:20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: Mme : HADDAD.K	Titre: Plan De coffrage niv:+19.38	Echelle: 1/50
Etudié par: NAAMI ILHAM ROUAINIA SOUHILA		Plan
		Promotion: 2021

Coffrage Niv: +7.14 au +16.32



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par:
Mme : HADDAD.K
Etudié par:
NAAMI ILHAM
ROUAINIA SOUHILA

Titre:
Plan De coffrage
niv:+7.14 au 16.32

Echelle: 1/50
Plan
Promotion: 2021

Bibliographié

Règlements :

RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

BAEL91 : Béton armé aux états limites.

DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Livre et cours :

Cour technique de construction (Master 1 , Master 2 CTC) ...Université Mouloud Mammeri.

Mémoires master 2 promotions passées.....Université Mouloud Mammeri.

Logiciels et programmes :

Logiciel d'analyse des structures ETABS.

AUTOCAD 2014. (Dessin)

Word 2007. (Traitement du texte).

Excel 2007

CONCLUSION GENARLE

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à la willaya de boumerdes , cet immeuble en béton armé de R+5 étages est caractérisé par un voile porteur.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assure.

-Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le maximum de voiles possibles, dans le but de ramener le système a un contreventement par voile porteur , conformément à l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.

-Choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général à une profondeur de 1m. D'après le rapport de sol il n y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

-Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

-En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.