



*MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL*



MEMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION: Construction civil et industriel

Thème

Etude d'un Bâtiment
{RDC + 7 étages + un étage ATTIQUE + un sous sol à
usage d'habitation, de services et commerciales}
Contreventé par voile porteur.
Avec logiciel ETABS 9.6.0

Réalisé par :

Melle : AMIAR Fatiha

Melle : TASLENT Dyhia

Dirigé par :

Mr IDIR

REMERCIEMENTS

Nos louanges vont vers ALLAH qui nous a guidés et aidés pour L'accomplissement de ce travail.

Nous tenons particulièrement à remercier notre promoteur : Mr IDDIR pour son soutien, ses conseils et son aide précieuse durant toute la période du travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour L'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi nos familles à qui on doit ce que nous sommes aujourd'hui grâce à leur amour, patience et leurs innombrables sacrifices

Nous voudrions aussi exprimer notre gratitude envers tous nos amis, collègues et toutes les personnes qui nous ont accordé leur soutien, tant par leur gentillesse que par leur dévouement.

MERCI

Dédicace :

Je dédie ce travail,

À mes chers parents,

À mon père, qui m'a toujours poussé à aller de l'avant, mon pilier, mon exemple de courage,

À ma mère, qui a toujours cru en moi, m'a soutenu inconditionnellement,

Aucune dédicace ne serait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être,

À mes sœurs,

À Kahina Et son époux Ahmed, Nina et Kenza, mes piliers dans cette vie,

À mon neveu Aksil adore, source de joie et de bonheur,

À vous Ouardia et Mouhamed Amir, Votre soutien sans réserve et vos Encouragements m'ont permis d'affronter beaucoup d'épreuve. Que Dieu

Vous protège pour toujours ;

À mes amies, qui ont toujours été à me cotées.

À la personne avec qui j'ai partagé ce travail, ma chère binôme Tasslent Dyhia, pour son soutien moral et sa patience tout au long de ce travail, je te souhaite une vie plein de bonheur et de succès,

Fatiha

Dédicace

Je dédie ce travail,

À mes chers parents,

À mon père, qui m'a toujours poussé à aller de l'avant, mon pilier, mon exemple de courage,

À ma mère, qui a toujours cru en moi, m'a soutenu inconditionnellement,

Aucune dédicace ne serait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour le sacrifice que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être,

À mes frères Aziz, Mouhamed et Abdénour, ma sœur Kenza, L'amour que je porte pour vous dépasse les mots,

À mes amies, qui ont toujours été à me cotées.

À tous ceux que j'aime,

À la personne avec qui j'ai partagé ce travail, ma chère binôme AMIAR Fatíha, pour son soutien moral et sa patience tout au long de ce travail, je te souhaite une vie plein de bonheur et de succès,

Dyhía

Sommaire:

Page

Introduction	
Chapitre 1: Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre 2: Redimensionnements des éléments.	09
Chapitre 3: Calcul des éléments	
3-1-Acrotère.....	29
3-2-Plancher.....	37
3-3-balcon.....	59
3-4- Salle machine.....	74
3-5- Escalier.....	88
3-6- Poutre palière.....	109
Chapitre 4: Modélisation de la structure.....	119
Chapitre5: Vérifications des exigence RPA.....	140
Chapitre 6: Ferrailage des éléments	
6-1-Ferrailage des poteaux.....	162
6-2-Ferrailage des poutres.....	172
6-3-Ferrailage des voiles.....	198
Chapitre 7: Etude de l'infrastructure.....	211
Chapitre 8: Etude de mure plaque.....	237
Conclusion	
Bibliographie	

Introduction Générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages, le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace; c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace tout en réduisant les risques sismiques. Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, et apporter des solutions à l'action sismique, le cas RPA99 révisé en 2003, et aussi d'autres documents techniques tel que le DTR, DTU...actuellement en vigueur.

L'étude d'une construction se fait principalement en deux parties essentielles :

- La superstructure (partie hors terre)
- L'infrastructure (partie enterrée).

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (voiles, portiques, plancher) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Étant donné que le calcul manuel de ces éléments est long et difficile,

Dans le cadre de ce projet de fin d'études nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un sous-sol, un RDC, 8 étages et un étage ATTIQUE à contreventement mixte à usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ETABS (version 9.6) efficace dans la modélisation des structures à plusieurs étages. Il permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, d'aboutir à des résultats satisfaisants mais aussi de réduire

considérablement le temps de travail. Après les calculs, on passe aux ferraillements des éléments.

La deuxième consiste à calculer les fondations (profondes ou superficielles) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Leurs choix dépend essentiellement de la nature du sol sur le quel l'ouvrage est implanté.

Au final, on procède à l'élaboration des plans d'exécution et de ferraillement des différents éléments de la construction.

INTRODUCTION

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, Les calculs seront faits en tenant compte du règlement parasismique Algérie RPA 99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91.

L'objectif de ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Le type de projet et son implantation.
- Caractéristiques du sol d'assise.
- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et la hauteur totale d bâtiment).
- Ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux avec les quelles est réalisé l'ouvrage.

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet à étudié consiste à l'étude et au calcul d'un bâtiment RDC + sous-sol+ 7étages + un étage attique avec une toiture, à usage d'habitation, service et commercial qui sera implanté à Tizi-Ouzou, classée par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99Version 2003), comme zone de moyenne Sismicité (zoneII_a)

➤ les caractéristiques du sol

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 :« Ouvrages d'importance moyenne », et comme le rapport du sol ne nous a pas étai remis, alors nous avons pris une valeur 2 bars. Cette contrainte correspond à un sol meuble «S3».

Notre bâtiment est composé :

- Sous-sol à usage commercial;
- RDC (à usage de service) ;
- 07 étages courants à usage d'habitation ;
- Un étage attique usage d'habitation ;
- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;

Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtimentL =23,10 m
- Largeur totale du bâtimentB =17,25 m
- Hauteur totale du bâtimentH =33.07 m
- Hauteur de Rez-de-chausséehr = 4,08 m
- Hauteur de l'étage courant.....he = 2,89 m
- Hauteur d'étage en attique.....hat=2,89 m
- Hauteur de l'étage serviceH = 2,89 m

I-2) LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

1°) **L'OSSATURE** : l'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure dont les éléments verticaux sont constituée de :

- Portiques (poutres et poteaux) destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharge verticales)
- Voiles porteurs en béton armé dans les deux sens transversal et longitudinale assurant la stabilité de l'ensemble vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

2°) **LES PLANCHERS** : un plancher d'habitation est une aire généralement Plane, destinée à limiter les étages et Transmettre les charges verticales aux portiques. . Ses deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique, autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et leur surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique, qui peut assurée Complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

Plancher à corps creux : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

Dalle pleine en béton armé : sont des panneaux en béton armé, ils sont généralement coulés sur place.

Dans notre structure, ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur.

3°) **LA MACONNERIE** : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses liées par du mortier de ciment.

- les murs extérieurs sont réalisés avec de la maçonnerie en doubles cloisons de 10cm D'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.

- les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de maçonnerie de 10cm.

4°) **LES REVETEMENTS** : est un matériau de construction, naturel ou manufacture, qui couvre le sol .comme tout autre revêtement, il sert de protection ou de décoration mais il est spécifiquement adapté pour résister aux passages

Il en existe de différentes matières, entre autres en terre, en végétale, en bois, en pierre, en mortier, en céramique, en pvc ou en résine synthétique et autres matières synthétique.

5°) **LE COFFRAGE** : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

6°) **LES ASCALIERS** : L'escalier est réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et de contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

7°) **CAGE D'ASCENSEUR** : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

8°) **LES FONDATIONS** : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure.

Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la Superstructure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

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

9°) **L'acrotère**:

Un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre la relevée d'étanchéité, il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

I-3) Réglementation utilisée:

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produit consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude des matériaux, mais les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et l'acier.

❖ **LE BETON :** Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants qui modifient les propriétés physique et chimique du mélange

IL est défini de point de vu mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge de béton

Composition du béton :

On utilise dans notre bâtiment un béton dosé à 350 kg/m³ de ciment **CPA 325** pour un béton Courant la composition est définie pour trois composants qui sont respectivement par /m³:

- La quantité de ciment : 350 Kg/m³ de ciment C.P.A.
- La quantité de sable : 400L de sable $D \leq 5$.
- La quantité de gravier : 800 L de gravier $D \leq 25$ mm.
- La quantité d'eau : 175 litres d'eau.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{EAU}{CIMENT}=0.5$

a) La résistance caractéristique a la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (âge de maturité) noté f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32.

Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 11})$$

b) La résistance caractéristique a la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj} \quad \text{avec} \quad f_{cj} < 60 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 12})$$

Dans notre cas : pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow f_{t28} = 0,6+0,06 \times 25 \Rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa.

C) Etat limite de contrainte de béton :

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure

Satisfait une condition exigée par le concepteur .on distingue deux types de l'état limite :

➤ **Etats limites ultime (ELU)/ (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99) :**

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée

- soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- soit, de la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b \begin{cases} 1,5 & \text{dans le cas général pour les combinaisons fondamentales.} \\ 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient d'application des actions considérées.

$$\left\{ \begin{array}{l} = 1 \text{ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est } > \text{ à } 24 \\ \text{heures.} \\ = 0,9 \text{ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.} \\ = 0,85 \text{ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.} \end{array} \right.$$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

À 28j, on a :

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ (situation courante).

$f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$. (en situation accidentelle)

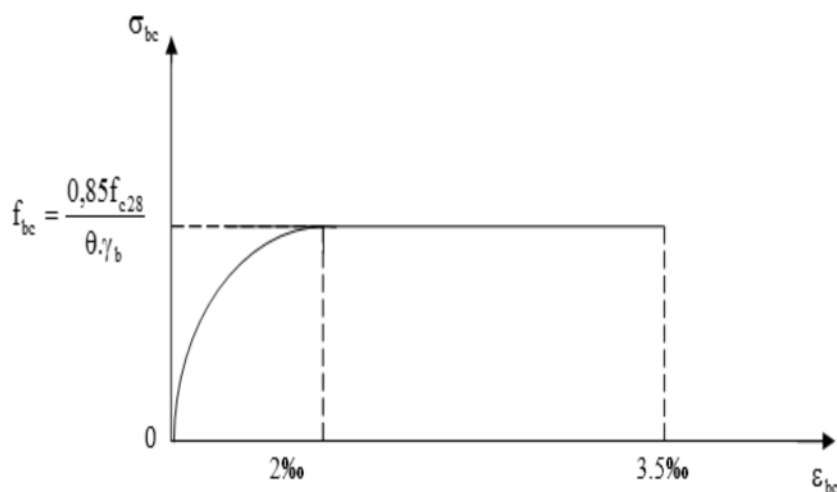


Figure I-1): Diagramme contrainte –déformation du béton (ELU).

Etats limites de services (ELS) / (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99) :

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de

Service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

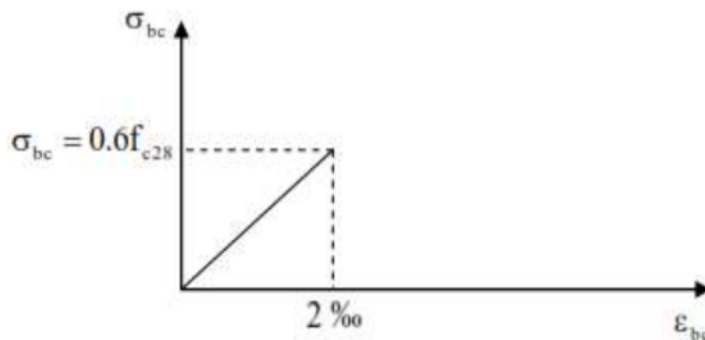


Figure I-2) : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

d) Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

Instantané : Pour un béton âgé de « j » jours sous un chargement ≤ 24 h (contrainte normale) on admet que le module de déformation longitudinale instantanée est :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL 91.art.2.1, 21)}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Différé : Pour une durée d'application des charges très grandes apparait le phénomène de fluage Il est donné par :

$$E_{vj} = 37000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \text{(Art.2.1,22 BAEL 91 modifiées99).}$$

$$E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

e) Module de déformation transversale / (Art2.1, 3 BAEL91 modifiées99) :

$$G = \frac{E}{2(1+U)} \quad \text{Avec} \quad E : \text{ module de Young}$$

$$U = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} \quad U : \text{ Coefficient de poisson.}$$

U= 0.....ELU.

U= 0.2.....ELS.

❖ LES ACIERS :

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction ou le béton résiste mal, on distingue ces types :

- Les aciers à haute adhérence (FeE400)..... Fe=400MPa.
- Treillis à soudes (TL520)..... Fe=520MPa pour $\phi \leq 6\text{mm}$.
- Treillis à soudes (TL500).....Fe=500MPa pour $\phi > 6\text{mm}$.

Fe : limite d'élasticité.

Les trois d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young $E_s = 210000\text{MPa}$. la déformation à la limite élastique est voisine de 2‰, en fonction de la valeur de la limite élastique $E_s = 2 \cdot 10^5\text{MPa}$.

a) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{BAEL91, Art A.2.1.3}).$$

Avec:

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de Security.

$\gamma_s = 1.15$ → situation courante.

$\gamma_s = 1.00$ → situation accidentelle.

b) Contrainte limite de service :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

• Fissuration peut nuisible :

La contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

• Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

• Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

η : coefficient de fissuration : $\eta = 1.0$ pour les ronds lisses RL.
 $\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences HA

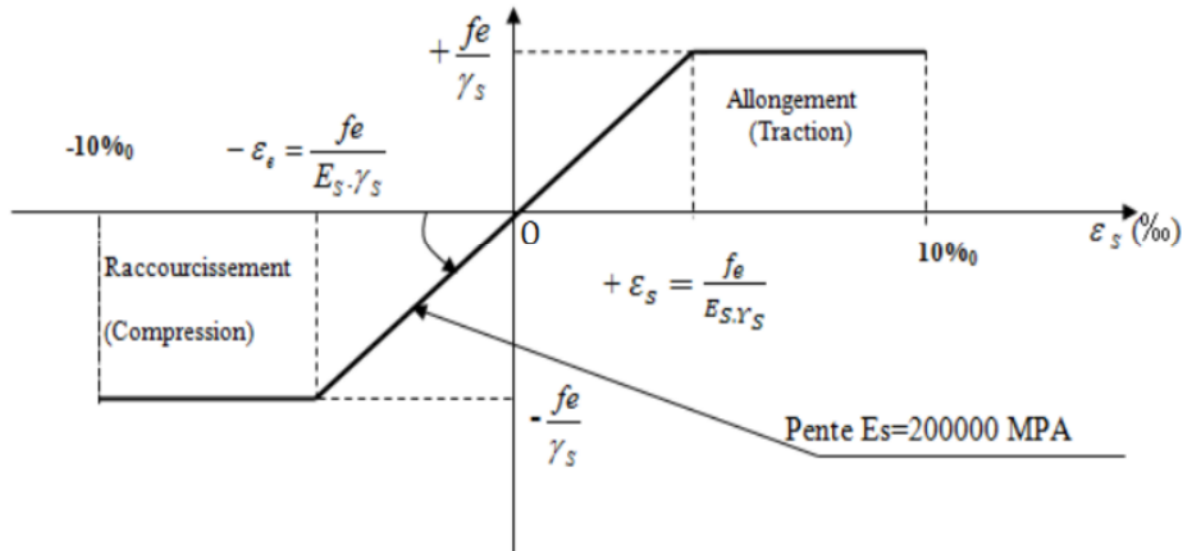


Figure I-3) : Diagramme contraintes – déformation des aciers.

d) Protection des armatures

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 1cm** : Si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- **c ≥ 3cm** : Si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **c ≥ 5cm** : Si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer...).

INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II-1) PRE-DIMENSIONNEMENT :**II-1-1) LES PLANCHERS :**

Notre plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur, elle sera ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la relation suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad [\text{BAEL 91 modifié 99 ; Article 6.8.424}]$$

Ou :

ht: Hauteur totale du plancher.

L_{max}: longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = L - 0.25$$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteau.

On prend un poteau de section (25x25 cm²) qui est la section minimale exigée par le RPA99/2003 dans la zone IIa , [RPA, art : 7.4.1]

Dans notre cas:

$$L_{max} = 4.1 - 0.25 = 385$$

$$Ht \geq \frac{385}{22.5} = 17.11 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de **ht = 20cm** ; soit un plancher de **(16+4)**

Avec :

- Epaisseur du corps creux est de 16 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression est 4 cm.

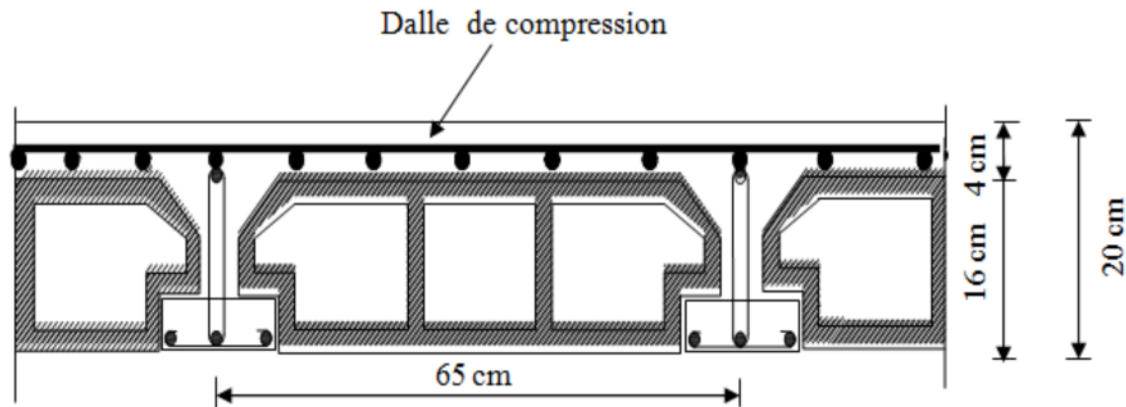


Figure II-1): Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

II-1-2) Dalle pleine :

Le pré-dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes :

➤ Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : **$e \geq L_0 / 10$** .

Avec : L_0 : portée libre. e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.40 \text{ m}$ $\Rightarrow e_1 \geq \frac{1.40}{10} = 1.4 = 14 \text{ cm}$.

✓ On prend **$e_1 = 15 \text{ cm}$** .

➤ Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm

✓ On prend **$e_2 = 15 \text{ cm}$** .

➤ **Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique (L) est proportionnelle au logarithme de la masse (M) :

$$L = 13.3 \log (10 M) \Rightarrow \text{si } M < 200 \text{ [kg/m}^2\text{]}.$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \Rightarrow \text{si } M > 200 \text{ [Kg/m}^2\text{]}.$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350Kg/m².

$$\text{D'où l'épaisseur minimale de la dalle est : } e_3 = \frac{0.0350}{0.00250} = 14 \text{ cm}$$

On prend $e_3 = 15 \text{ cm}$.

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max (e_1 ; e_2 ; e_3) = \max (11 ; 15 ; 15) = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15cm.

II-1-3) Poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle de l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui Verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage

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

- Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \geq 4$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

- Hauteur des poutres : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Art A.4.14 BAEL 91)

Avec : L_{\max} : Longueur entre nu d'appuis de la plus grande travée.

- Largeur des poutres : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

a) **Poutres principales** : (les poutres porteuses)

$$L = 470 - 25 = 445$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \quad \Rightarrow \quad 29.66 \leq h \leq 44.5$$

➤ On prend : **h_{pp} = 40 cm.**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

➤ On prend : **b = 30cm.**

b) **Poutres secondaires** :

Elles sont parallèles aux poutrelles

$$L = 410 - 25 = 385$$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \quad \Rightarrow \quad 25.66 \leq h \leq 38.5$$

➤ On prend : **h_{ps} = 35 cm.**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

➤ On prend : **b = 30 cm.**

c) **Poutres de chaînage** :

$$L = 345 - 25 = 320$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \quad \Rightarrow \quad 21.33 \leq h \leq 32$$

➤ On prend **h_{ch} = 30 cm.**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

➤ On prend : **b = 30 cm.**

Vérification des conditions exigées par le RPA :

Les vérifications des conditions exigées par l'RPA sont montrées dans les tableaux suivant :

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

Tableau II-1) : Vérification des conditions exigées par RPA

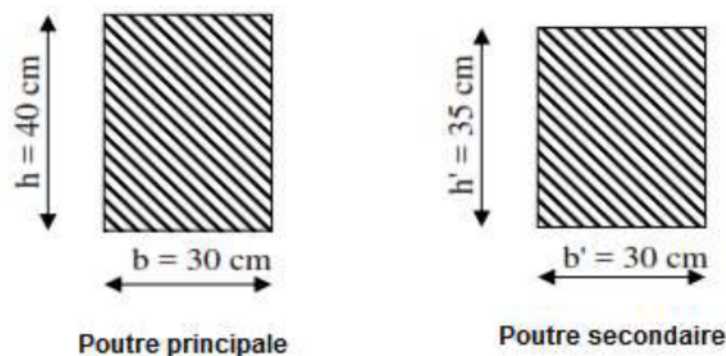


Figure II-2) : Sections des poutres.

II-1-4) LES VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article

(7.7.1. du RPA99 v 2003) qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition :

$$L \geq 4 ep$$

Avec :

ep : épaisseur du voile.

L : longueur du voile

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « he » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm comme l'indique la figure suivante :

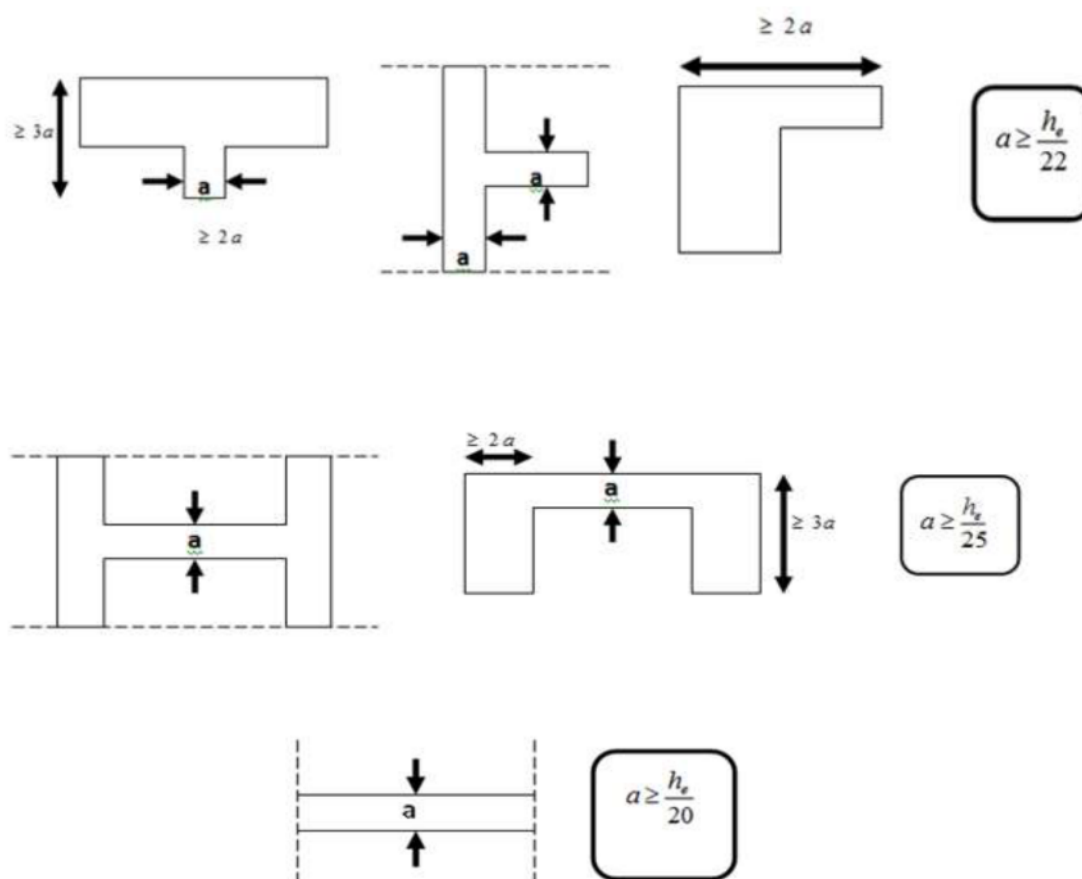


Figure II-3): Epaisseur des voiles en fonction de la forme du voile

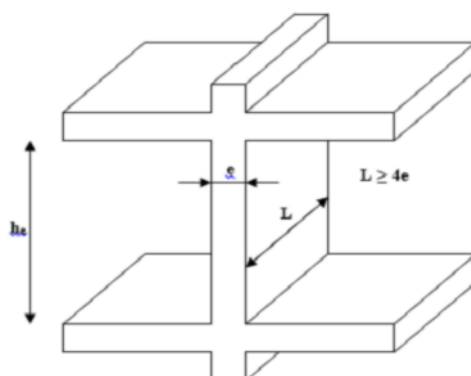


Figure II-4) : Coupe d'un voile en élévation.

Epaisseur des voiles :

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par $a = h_e / 20$.

Avec : $h_e = h - h_{pp}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h} : \text{hauteur d'étage} \\ \mathbf{h_{pp}} : \text{l'épaisseur de la dalle ou du plancher} \\ \mathbf{h_e} : \text{est la hauteur libre du voile} \end{array} \right.$$

Nous aurons donc :

✓ **Pour l'étage courant et étage attique :**

$$h_e = 289 - 35 = 254 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{254}{20} = 12.70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq 12.70 \text{ cm}$$

✓ **Pour le RDC :**

$$h_e = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{373}{20} = 18.65 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq 18.65 \text{ cm}$$

✓ **Pour l'étage de service**

$$h_e = 298 - 35 = 263 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{263}{20} = 13.15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq 13.15 \text{ cm}$$

Finalement pour toutes les voiles **a=20 cm**

❖ **Longueur des voiles :**

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

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

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

$$a = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq 15 \text{ cm} \text{ (conditions vérifiées)}$$

II-1-5) LES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs leurs rôles est de transmettre aux fondations les efforts verticaux provenant de la superstructure. Leur pré dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple, en considérant qu'un effort normal sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité et cette section transversale sera donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : contrainte admissible du béton a la compression simple donnée par :

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

N_s : effort normale de compression à L'ELS a la base du poteau,

Sera déterminé de la descente de charge.

On aura donc a déterminé d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$N_s = G + Q$$

Avec : G : charge permanente.
 Q : surcharge d'exploitation.

II-2) DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTE ET SURCHARGE D'EXPLOITATION :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont données par le **DTR B.C.2.2**, pour les charges et surcharges d'exploitation.

II-2-1) Charge permanente :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour réaliser le bâtiment. Sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitation

A. Plancher terrasse inaccessible:

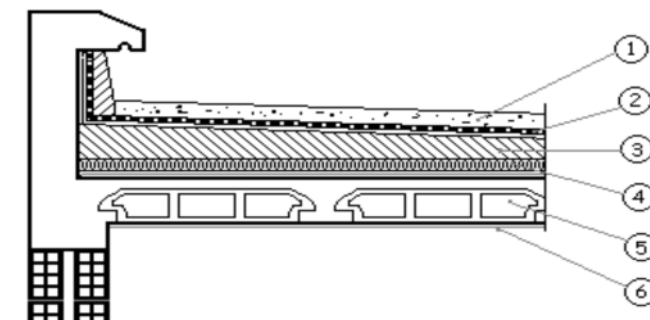


Figure II-5) : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse).

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane + Isolation thermique	0,04	04	0,16
5	Plancher à corps creux	0,02	14	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
G=5.83				

Tableau II-2) Calcule de la charge permanente de plancher terrasse.

B. Plancher d'étage courant :

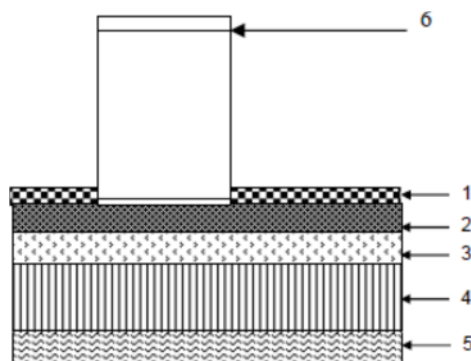


Figure II-6) : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

N°	Elément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	10	0.20
2	Mortier de pose	0.2	14	2.80
3	Lit de sable	0.03	17	0.50
4	Dalle en corps creux (16+4)	0.20	20	0.40
5	Enduit en plâtre	0.02	22	0.44
6	Cloison de séparation interne	0.10	13	01
G_{TOT} = 5.30				

Tableau II-3): Calcul de la charge permanente de l'étage courant.

C. Maçonnerie :

o Mur extérieur :

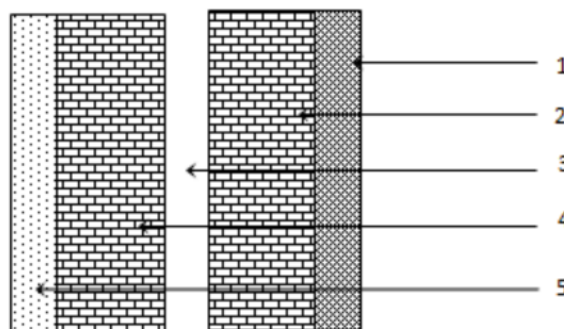


Figure II-7) : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,025	18	0,45
2	Mur en brique Extérieur	0,10	12	1,20
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Mur en brique creuse intérieur	0,95	9	0,90
5	Enduit plâtre	0,025	10	0,25
GTOT = 2.80				

Tableau II-4) : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

○ Mur intérieure

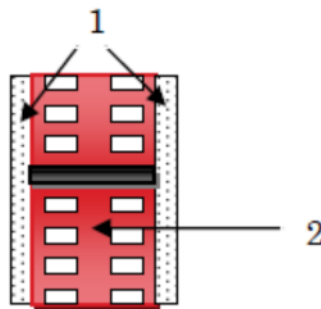


Figure II-8) : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02x2	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	09	0.9
G = 1.30				

Tableau II-5) : Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

D. Dalle pleine :



Figure II-9) : Coupe verticale d'une dalle pleine.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage scellé	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche se sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
GTOT = 5.31				

Tableau II-6) : Calcul de la charge permanente de dalle pleine.

II-2-2) Charge d'exploitation :

Sont donnée par le DTR B.C.2.2 comme suit

Élément	Surcharge (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	01
Acrotère	01
Étage courant	1.5
Étage service	2.5
Sous-sol(commerciale)	2.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

Tableau II-7) : Charges d'exploitation donnée par DTR.

II-3) LA DESCENTE DES CHARGES :

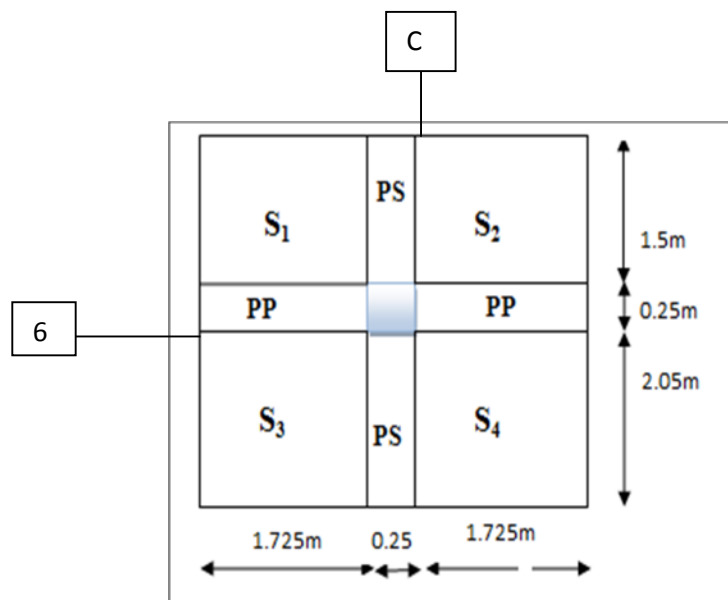
La descente de charges a pour objectif de connaitre la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les poteaux.

II-4) Surface d'influence :

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence.

Le calcul de la surface d'influence donne les résultats illustrés dans la figure suivante:



Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le **RPA (RPA 99VERSSION 2003/Art 7.4.1)** qui est de **(25x25) cm²**.

Section nette : $S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$.

Avec : $S_1 = S_2$, $S_3 = S_4$

$$S_1 = S_2 = 1.725 \times 1.5 = 2.588 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = S_4 = 1.725 \times 2.05 = 3.536 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_n = (2 \times 2.588) + (2 \times 3.536) = 12.248 \text{ m}^2$$

Section brute: $S_b = 3.55 \times 3.45$
 $S_b = 12.247 \text{ m}^2$

Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :

a) Poids du plancher : $P = G \times S$

- Plancher terrasse : $P = G \times S_b$
 $P = 5.83 \times 12.247 = 71.400 \text{ KN}$

- Plancher d'étage courant : $P = G \times S_n$
 $P = 5.30 \times 12.248 = 64.914 \text{ KN}$

b) Poutres : $P_p = (b \times h \times p) \times L$

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 25) \times 4.70 = 14.1 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 25) \times 4.10 = 10.763 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale : $P_p = G_{pp} + G_{ps}$

$$P_p = 14.1 + 10.763 = 24.863 \text{ KN.}$$

c) Les poteaux :

Poids propre de poteaux RDC : $P_{pot} = S \times p \times h_e$

S : section de poteau en zone IIa est 25 cm (RPA 99/version 2003)

P : Poids volumique 25 KN / m³.

h_e : hauteur d'étage.

- Poids de poteaux de RDC :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.375 \text{ KN}$$

- Poids de poteaux de l'étage service :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 2.98 = 4.656 \text{ KN}$$

- Poids de poteaux de l'étage courant et l'attique :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 2.98 = 4.515 \text{ KN}$$

d) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1 \times 12.247 = 12.247 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :
 $Q_2 = \dots Q_9 = 1.5 \times 12.248 = 18.372 \text{ KN}$
- Plancher étage service :
 $Q_1 = 2.5 \times 12.248 = 30.62 \text{ KN}$
- Plancher étage RDC en sous-sol :
 $Q_{10} = 2.5 \times 12.248 = 42.868 \text{ KN}$

➤ Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le document technique réglementaire (**DTR.B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanée d'application des surcharges sur tout le plancher. Cette loi s'applique lorsque le bâtiment étudié comporte plus de **5 niveaux** et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante. Ce qui le cas pour notre bâtiment.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ pour } n \geq 5 \quad (\text{DTR B.C.2.2}).$$

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.

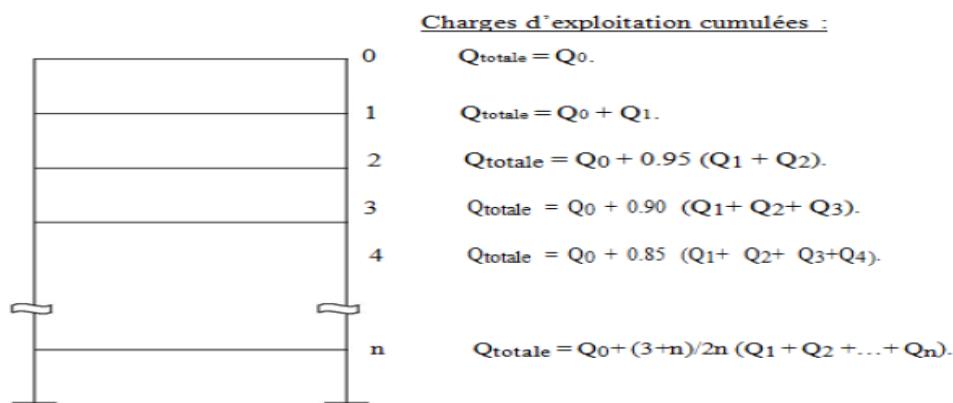


Figure II-10) : Dégression verticale des surcharges d'exploitations.

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	Base RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65

Tableau II-8) : valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 12.247 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 30.62 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 47.15 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61.85 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74.71 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85.73 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 94.92 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 103.55 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 113.66 \text{ KN.}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 131.23 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 181.26 \text{ KN}$$

Remarque : on a passé d'une section de (25 x 25) à une section rectangulaire de dimensions (50x45),(45x40),(40x35).

NIV	CHARGES PERMANENTES [KN]					SURCHARGES D'EXPLOITATION [KN]		EFFORT Normale $N_s=G+Q$ [KN]	Section Du Poteaux [CM ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{tot}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	Section adoptée
Terrase	71.400	/	/	71.400	71.40	12.247	12.247	83.647	55.76	35 x 40
ATTIQE	64.914	2.863	4.515	72.292	72.292	18.372	30.62	102.912	68.60	35 x 40
8	64.914	24.863	4.515	72.292	144.58	18.372	47.15	191.73	127.82	35 x 40
7	64.914	24.863	4.515	72.292	216.87	18.37	61.85	278.72	185.81	40 x 45
6	64.914	24.863	4.515	72.292	289.16	18.37	74.71	363.87	242.58	40 x 45
5	64.914	24.863	4.515	72.292	361.46	18.37	85.73	447.19	298.12	40 x 45
4	64.914	24.863	4.515	72.292	433.75	18.372	94.92	528.67	352.44	40 x 45
3	64.914	24.863	4.515	72.292	506.04	18.372	103.55	609.59	406.4	45 x 50
2	64.914	24.863	4.515	72.292	578.33	18.372	113.66	691.99	461.32	45 x 50
1	64.914	24.863	4.656	72.433	650.76	30.62	131.23	781.99	521.32	45 x 50
RDC	64.914	24.863	6.375	74.152	724.92	42.868	181.26	906.18	604.12	45 x 50

Tableau II-9) : Détermination des charges et surcharges

II-5-1) Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Selon l'article [7.7.1] du RPA 99 version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.}$
- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$ **Avec :** he : est la hauteur libre du poteau .
- ✓ $1/4 < \frac{b}{h} < 4$

Poteau (35 x 40) :

$$\begin{aligned} \text{Min}(b, h) &= 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) &= 35 \geq \frac{289}{20} = 14.45 \text{ cm} \\ 1/4 < \frac{35}{40} &= 0.875 < 4 \end{aligned}$$

Poteau (40 x 45) :

$$\begin{aligned} \text{Min}(b, h) &= 40 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) &= 40 \geq \frac{289}{20} = 14.45 \text{ cm} \\ 1/4 < \frac{40}{45} &= 0.888 < 4 \end{aligned}$$

Poteau (45 x 50):

$$\begin{aligned} \text{Min}(b, h) &= 45 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) &= 45 \geq \frac{289}{20} = 14.45 \text{ cm} \\ &= 45 \geq \frac{298}{20} = 14.9 \text{ cm} \\ &= 45 \geq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} \\ 1/4 < \frac{45}{50} &= 0.9 < 4. \end{aligned}$$

II-5-2) Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations, il faut vérifier l'élanement des poteaux λ

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

Avec :

- λ : Elancement de poteau.
- L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).
- i : Rayon de giration $\sqrt{\frac{I}{S}}$, S : section transversale du poteau ($b \times h$).
- I : Moment d'inertie ($I = hb^3/12$).
- L_0 : Longueur libre de poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

❖ **Poteau RDC (45 x 50) :** $L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$

$$I = (h \times b^3)/12 = (0.50 \times 0.45^3)/12 = 3.79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.225 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{(3.79 \times 10^{-3} / 0.225)} = 0.129 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \lambda = L_f / i = 2.856 / 0.129 = 22.13 < 50 \quad (\text{verifier}).$$

❖ **Poteau 1 service (45 x 50) :** $L_f = 0.7 \times 2.98 = 2.086 \text{ m}$

$$I = (h \times b^3)/12 = (0.50 \times 0.45^3)/12 = 3.79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.225 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{(3.79 \times 10^{-3} / 0.225)} = 0.129 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \lambda = L_f / i = 2.086 / 0.129 = 16.17 < 50 \quad (\text{verifier}).$$

❖ **Poteau (45 x 50) :** $L_f = 0.7 \times 2.89 = 2.023 \text{ m}$

$$I = (h \times b^3)/12 = (0.50 \times 0.45^3)/12 = 3.79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.225 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{(3.79 \times 10^{-3} / 0.225)} = 0.129 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \lambda = L_f / i = 2.023 / 0.129 = 15.68 < 50 \quad (\text{verifier}).$$

❖ **Poteau 4 jusqu'a 7 (40 x 45):** $L_f = 0.7 \times 2.89 = 2.023 \text{ m.}$

$$I = (h \times b^3)/12 = (0.45 \times 0.40^3)/12 = 2.4 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.180 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{(2.4 \times 10^{-3} / 0.180)} = 0.115 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = L_f / i = 2.023 / 0.115 = 17.59 < 50 \text{ (verifier).}$$

❖ **Poteau 8 et 9em (35 x 40) :** $L_f = 0.7 \times 2.89 = 2.023 \text{ m.}$

$$I = (h \times b^3)/12 = (0.40 \times 0.35^3)/12 = 1.42 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h = 0.140 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{(1.42 \times 10^{-3} / 0.140)} = 0.100 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \lambda = L_f / i = 2.023 / 0.100 = 20.23 < 50 \text{ (verifier).}$$

Conclusion :

Pour les Poteau, il n'ya aucun risque de flambement.

Introduction

On procédera dans ce chapitre au pré-dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant notre structure. Les éléments secondaires sont des éléments soumis à des sollicitations verticales (Ils ne reprennent pas les charges horizontales). Le calcul de ces éléments se fait en général sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère.
- Les planchers.
- Balcon.
- Salle machine.
- Escalier
- Poutre palier

III-1) L'acrotère :

Introduction

L'acrotère est un élément en assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toutes chutes.

Il est assimilé a une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement. Son ferrailage se calcul pour une bande de 1 ml en flexion composé

- L'effort normal **NG** dû à son poids propre.
- Surcharge horizontale **Q** due à la main courante estimée à 1(KN/ml) non pondérée provoquant un moment de flexion (**MQ**)
- L'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

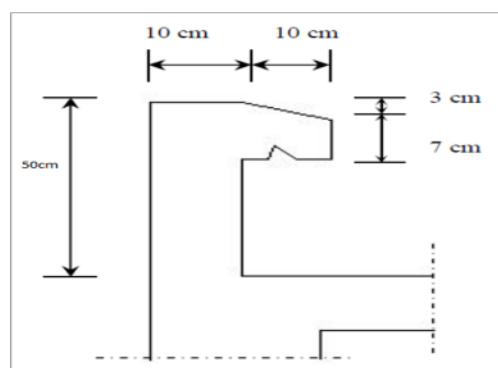


Figure III-1-1) : Coupe transversale de l'acrotère.

III-1-1) Détermination des sollicitations :➤ **Le chargement :****La charge permanente de l'acrotère :**

Poids propre de 1m de largeur de l'acrotère

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

ρ : masse volumique du béton = 2500kg/m³ = 25KN/m³.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.5 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.462 \text{ KN/mL.}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : Q = 1 KN/mL.➤ **Calcul des sollicitations :**

- Effort tranchant du à la poussée latérale T :
 $T = Q \times 1 \text{ mL} = 1 \text{ KN.}$
- Effort normale du au poids propre :
 $N_G = G \times 1 = 1.462 \text{ KN.}$
- Moment de renversement du à Q :
 $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN /m.}$

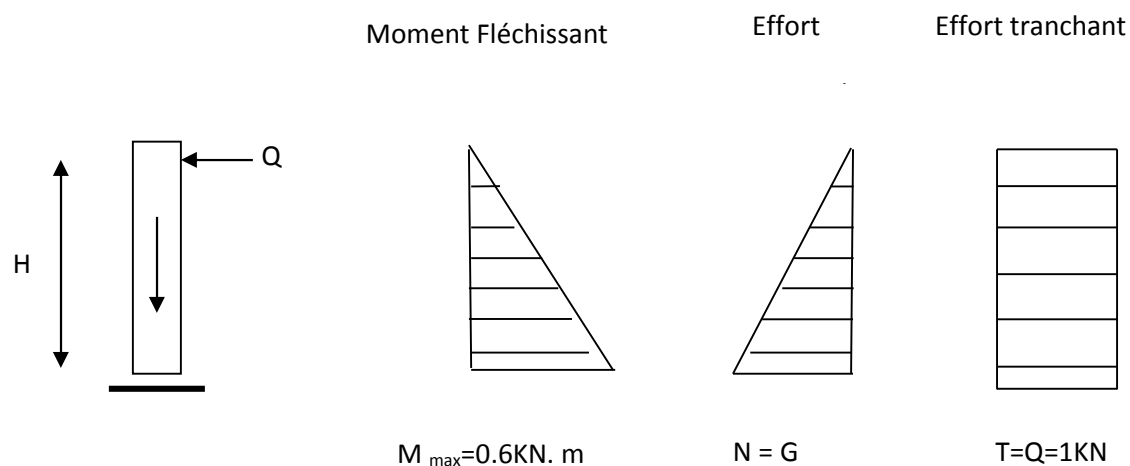
➤ **Schéma statique :**

Figure III-1-2) : diagramme des efforts interne de l'acrotère.

II-1-2) Combinaison des charges :

$$\color{blue}{\oplus} \text{ ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.462 = 1.973 \text{ KN/mL.}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m}$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ ELS : } G + Q$$

$$N_s = N_G + N_Q = 1.462 \text{ KN.}$$

$$M_s = M_G + M_Q = 0.5 \text{ KN.mL}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

III-1-3) Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification à l'ELS sous (N_s) et (M_s)

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

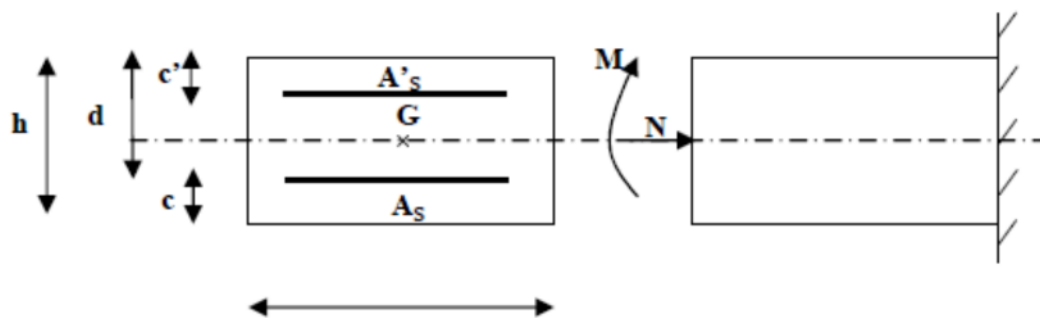


Figure. III-1-3): Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

Avec :

h : épaisseur de la section (h = 10cm).

b : largeur de la section (b = 100 cm).

C et c' : enrobage (c = c' = 2 cm).

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

III-1-3-1) Calcul des armatures a l'ELU : **$\color{blue}{\oplus}$ Calcul de l'excentricité a l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.973} = 0.380 \text{ m} = 38 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

eu $> \frac{h}{2} - c \rightarrow$ le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

🚩 Calcul de la section d'armature en flexion simple :

a) Calcul du moment fictif :

$$M_F = N_U \times g$$

g : la distance entre le centre de pression et le centre des armatures inférieures tendues.

$$g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.38 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.41 \text{ m.}$$

$$M_F = 1.973 \times 0.41 = 0.809 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.809 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.008 \quad \text{Avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$u = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Remarque : la section est simplement armée ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

Donc on a uniquement des armatures tendues. À partir des abaques, on tire la valeur de $\beta = 0.996$.

b) Armature fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.809 \times 10^3}{0.996 \times 8 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

c) Armature réelles : (en flexion composée)

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.29 - \frac{1.973 \times 10}{348} = 0.23$$

$$A_s = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III-1-3-2) Les vérifications :

1) A l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité / BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2 ,1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.462} = 0.342 = 34.2 \text{ cm}$$

Avec :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{34.2 - 0.445 \times 8}{34.2 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_s = 0.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en $A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$.

Soit : Adopté = **5HA8 = 2.51 cm²** Avec un espacement **St = 25 cm.**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.628 \text{ cm}^2$$

Soit : Adopté = **4HA8 = 2.01 cm²** Avec un espacement **St = 25 cm.**

✓ **Vérification au cisaillement BAEL 91 modifié 99 (Art A.5.1 ,211) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation courante.} \\ V_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'adhérence des barres BAEL 91 modifié (Art A.6.1 ,3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum U_i} \quad \Sigma U_i : \text{périmètre utile des aciers}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm} = 125.6 \text{ mm}.$$

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

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Longueur de scellement droit (BAEL 91/ 1.2.2)

$$L_s = 35\phi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

- Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 8 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 282.186 \text{ mm}$$

$$l_s = 28.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm}$.

2) l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable. Dans ce cas, on doit vérifier que :

- ✓ Les contraintes dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- ✓ Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. Vérification des contraintes dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.667; \max(200; 201.633) \} = 201.633 \text{ MPa.}$$

Alors :
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314 \quad \text{D'où } \beta_1 = 0.912 \quad \text{et } k_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 10^3}{0.912 \times 8 \times 2.51} = 27.30 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{st} = 27.30 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{27.30}{41.82} = 0.653 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.653 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

c. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99, Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule

Suivante :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

- A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (Zone IIa, groupe d'usage 2)
→ A = 0.15 (RPA 99, Art. 4.2.3 tableau 4-1) :
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1) (C_p = 0.8)
- W_p : Poids de l'élément considéré; W_p = G = 1.462 KN.

L'action des forces horizontales F_p, doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.462 = 0.702$$

$$F_p = 0.702 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

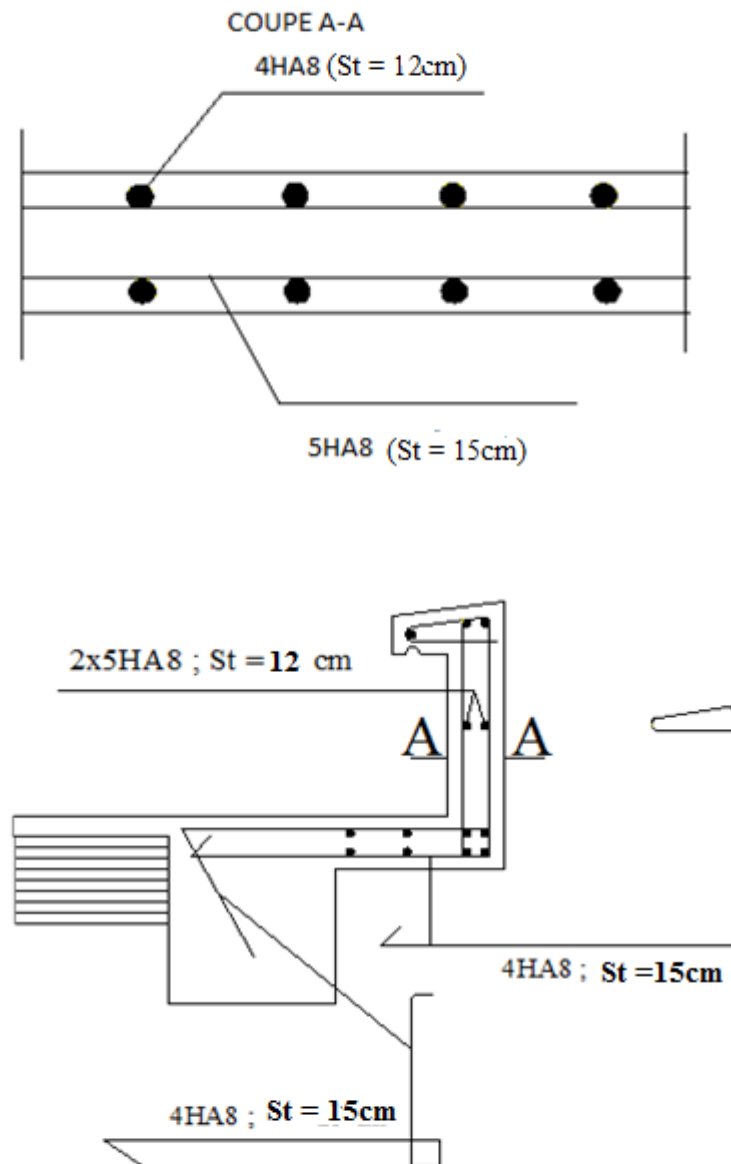


Figure III-1-4): Ferrailage de l'acrotère

III-2) Les planchers :**Introduction :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm. La dalle de compression est coulée sur place, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé de nuance (TS520) ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91 modifiée99 Art.6.8.4.23**) soit :

- { 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- { 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les planchers sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles.
- Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - ✚ Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - ✚ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - ✚ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

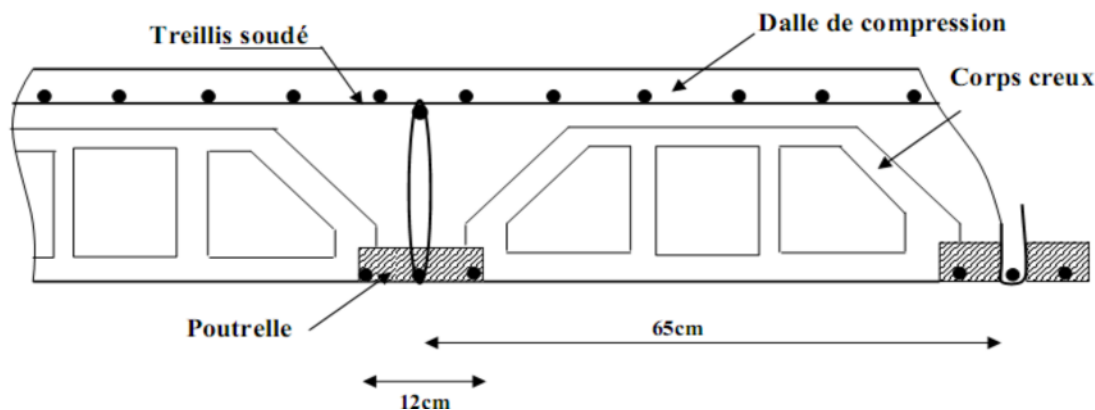


Figure III-2-1): Schéma du plancher

III-2-1) Ferrailage de la dalle de compression :

- ✚ Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

$L = 65$ cm ; distance entre axes des poutrelles.

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.50$$

Soit : $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.70$ cm² / ml ; Avec un espacement de 15 cm.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85$$

Soit : $A_{//} = 6\emptyset 6 = 1.70$ cm² / ml ; Avec un espacement de 15 cm.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (15×15) cm²

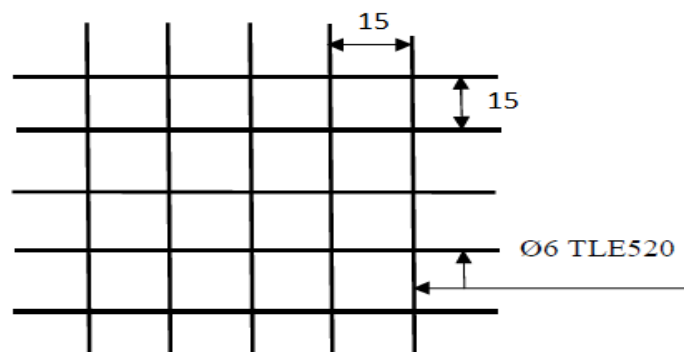


Figure III-2-2): Treillis soudées de (15×15) cm².

III-2-2) Etude de la poutrelle :

a) Dimensionnement de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_I de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

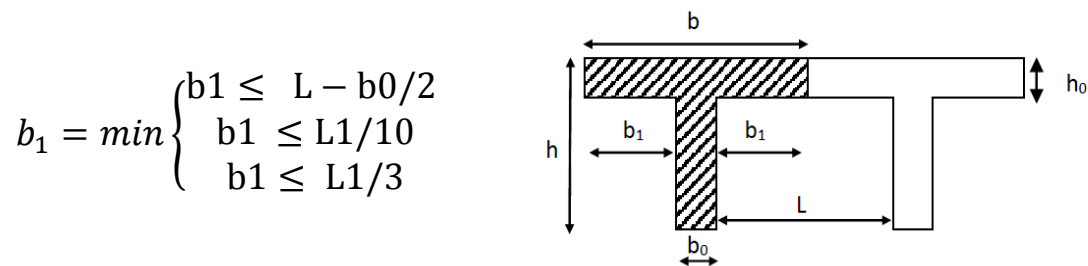


Figure III-2-3): caractéristique géométrique de la section en T.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4,10$ m (la travée la plus sollicitée) ,

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

b_1 : est le débord.

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle) ;

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression) ;

$C = 2$ cm (enrobage) ;

$d = 18$ cm (hauteur utile).

Donc :

$$(1) b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) b_1 \leq 410 / 10 = 41 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3) (410 / 2) = 136.66 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{D'où: } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III-2-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

✚ Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et celui de l'ouvrier.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c'est à dire la travée de plus grande longueur : $L=4.10\text{m}$.

✚ Charges et surcharges :

Le poids propre de la poutrelle est : $G1= 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$.

Le poids propre de corps creux est : $G2= 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ km/ml}$.

➤ D'ou: $G = G1+ G2= \mathbf{0.74 \text{ KN/ml}}$.

Le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q=1\text{kN/ml}$.

✚ Combinaison des charges :

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,50 (1) = 2,5\text{KN/ml}$$

✚ Ferrailage à l'état limite ultime

- **Le moment en travée**

$$M_u = (q_u \times l^2) / 8 = (2,5 \times 4.10^2) / 8 = 5.25\text{KN.ml}$$

- **L'effort tranchant**

$$T_u = q_u \times l / 2 = 2,5 \times 4.10 / 2 = 5.125\text{KN}$$

- **Ferrailage de la poutrelle**

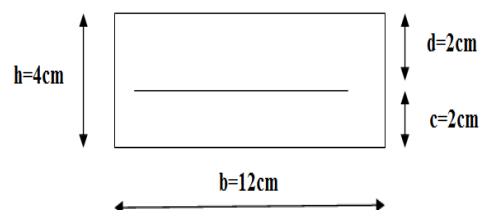
$b=12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h=4\text{cm}$: longueur de la poutrelle

$c=2\text{cm}$: enrobage

La hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$.

On à :



$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.25 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.20} = 7.702 > 0.392$$

$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ section doublement armé (S.D.A)

➤ Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

✚ Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a)- Poids de plancher le plus défavorable (étage de service):

Poids propre de plancher : $G = 5.30 \times 0.65 = 3.445 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$.

b)- Combinaisons des charges :

ELU : $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.445) + (1.5 \times 1.625) = 7.08 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{u2} = G + Q = 3.445 + 1.625 = 5.07 \text{ KN/ml}$.

III-2-4) Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide l'une de ces méthodes :

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

III-2-4-1) La méthode forfaitaire (BAEL91 modifié 99/Art B.6.2, 210) :

✚ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

1-la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN. $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}$.

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées.

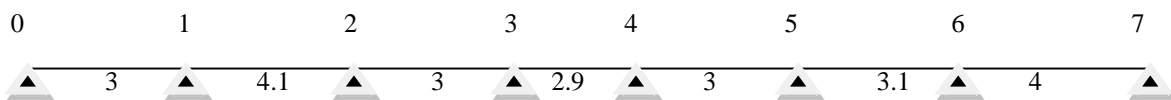
3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

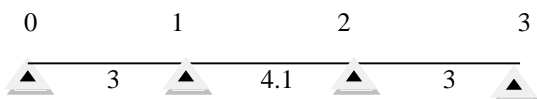
4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tout les cas des poutrelles :

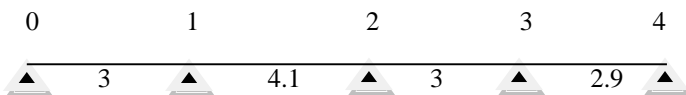
1^{er} cas :



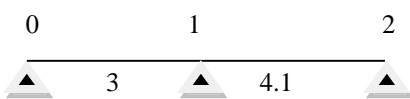
2^{em} cas :



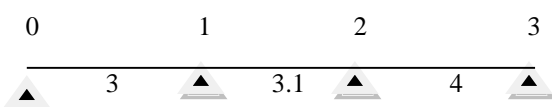
3^{em} cas :



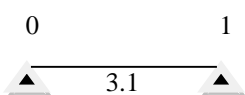
4^{em} cas :



5^{em} cas :



6^{em} cas :



✚ Vérifications d’application de la méthode forfaitaire :

1-la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN Q ≤ max {2G; 5 KN}.

On à : Q=1.625KN/ml < 2G = 2× 3.445= 6.89 KN/ml

Q= 1.625 KN ≤ 6.89, 5 KN..... **Condition vérifiée**

2- Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées. **Condition vérifiée.**

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

On à $\frac{L_1}{L_2} = \frac{4}{3.1} = 1.29$

Considérées. **Condition non vérifiée et même pour tout les cas**

⇒ On ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire pour tout les cas, doc on applique la méthode des trois moments.

✚ Principe de la méthode des trois moments :

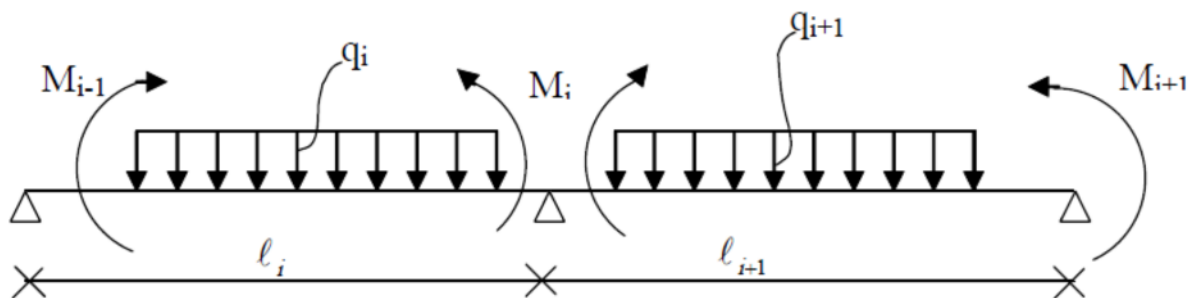


Figure III-2-4) : Méthode des trois moments.

• **Aux appuis :**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - 6 EI [w_i^g + w_i^d]$$

Avec:

$$w_i^g = Q_i \frac{l_i^3}{24Ei} \qquad w_i^d = Q_{i+1} \frac{l_{i+1}^3}{24Ei+1}$$

w_i^g ; w_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i ,

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement.

- **Moment en travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{l}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{li}\right) + M_{i+1} \frac{x}{li}$$

x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante :
$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qli}$$

- **Efforts tranchants :**

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

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

Avec : $V_w = qu \frac{l}{2}$; $V_e = - qu \frac{l}{2}$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

Pour $X = i$ \longrightarrow $T(i) = qu \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{li}$

Pour $X = i + 1$ \longrightarrow $T(i+1) = - qu \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{li}$

❖ **Calcule des efforts à l'ELU ($qu = 7.08$ KN/ml) :**

✚ **Moments aux appuis :**

1^{er} cas :

Appuis $i = 0$	\longrightarrow	$6M_0 + 3M_1 = -47.79$
Appuis $i = 1$	\longrightarrow	$3M_0 + 14.2M_1 + 4.1M_2 = -169.78$
Appuis $i = 2$	\longrightarrow	$4.1M_1 + 14.2M_2 + 3M_3 = -169.78$
Appuis $i = 3$	\longrightarrow	$3M_2 + 11.8M_3 + 2.9M_4 = -90.95$
Appuis $i = 4$	\longrightarrow	$2.9M_3 + 11.8M_4 + 3M_5 = -90.95$
Appuis $i = 5$	\longrightarrow	$3M_4 + 12.2M_5 + 3.1M_6 = -100.52$
Appuis $i = 6$	\longrightarrow	$3.1M_5 + 14.2M_6 + 4M_7 = -166.01$
Appuis $i = 7$	\longrightarrow	$4M_6 + 8M_7 = -113.28$

2^{em} cas :

$$\begin{aligned} \text{Appuis } i = 0 & \longrightarrow 6M_0 + 3M_1 = -47.79 \\ \text{Appuis } i = 1 & \longrightarrow 3M_0 + 14.2M_1 + 4.1M_2 = -169.78 \\ \text{Appuis } i = 2 & \longrightarrow 4.1M_1 + 14.2M_2 + 3M_3 = -169.78 \\ \text{Appuis } i = 3 & \longrightarrow 3M_2 + 6M_3 = -47.79 \end{aligned}$$

3^{em} cas :

$$\begin{aligned} \text{Appuis } i = 0 & \longrightarrow 6M_0 + 3M_1 = -47.79 \\ \text{Appuis } i = 1 & \longrightarrow 3M_0 + 14.2M_1 + 4.1M_2 = -169.78 \\ \text{Appuis } i = 2 & \longrightarrow 4.1M_1 + 14.2M_2 + 3M_3 = -169.78 \\ \text{Appuis } i = 3 & \longrightarrow 3M_2 + 11.8M_3 + 2.9M_4 = -90.95 \\ \text{Appuis } i = 4 & \longrightarrow 2.9M_3 + 5.8M_4 = -43.16 \end{aligned}$$

4^{em} cas :

$$\begin{aligned} \text{Appuis } i = 0 & \longrightarrow 6M_0 + 3M_1 = -47.79 \\ \text{Appuis } i = 1 & \longrightarrow 3M_0 + 14.2M_1 + 4.1M_2 = -169.78 \\ \text{Appuis } i = 2 & \longrightarrow 4.1M_1 + 8.2M_2 = -121.99 \end{aligned}$$

5^{em} cas :

$$\begin{aligned} \text{Appuis } i = 0 & \longrightarrow 6M_0 + 3M_1 = -47.79 \\ \text{Appuis } i = 1 & \longrightarrow 3M_0 + 12.2M_1 + 3.1M_2 = -100.52 \\ \text{Appuis } i = 2 & \longrightarrow 3.1M_1 + 14.2M_2 + 4M_3 = -166.01 \\ \text{Appuis } i = 3 & \longrightarrow 4M_2 + 8M_3 = -113.28 \end{aligned}$$

6^{em} cas :

$$\begin{aligned} \text{Appuis } i = 0 & \longrightarrow 6.2M_0 + 3.1M_1 = -52.73 \\ \text{Appuis } i = 1 & \longrightarrow 3.1M_0 + 6.2M_1 = -52.73 \end{aligned}$$

✚ La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants :

	1	2	3	4	5	6
M0	-3.61	-3.62	-3.61	-4.46	-5.63	-5.67
M1	-8.70	-8.68	-8.70	-7.00	-4.65	-5.67
M2	-8.61	-8.70	-8.50	-11.37	-7.79	
M3	-4.20	-3.62	-4.29		-10.3	
M4	-5.43		-5.29			
M5	-4.94					
M6	-7.72					
M7	-10.3					

Tableau III-2-1): Résultats de la résolution du système.

➤ **Moment en travée :**

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i} \quad \text{et} \quad M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{l}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

1^{er} cas :

$X_{0-1} = 1.25$		$M_{0-1} = 2.02$
$X_{1-2} = 2.05$		$M_{1-2} = 6.22$
$X_{2-3} = 1.70$		$M_{2-3} = 1.71$
$X_{3-4} = 1.39$	⇒	$M_{3-4} = 2.65$
$X_{4-5} = 1.52$		$M_{4-5} = 2.80$
$X_{5-6} = 1.42$		$M_{5-6} = 2.23$
$X_{6-7} = 1.90$		$M_{6-7} = 5.17$

2^{em} cas :

$X_{0-1} = 0.92$		$M_{0-1} = 1.62$
$X_{1-2} = 2.04$	⇒	$M_{1-2} = 6.19$
$X_{2-3} = 1.73$		
$M_{2-3} = 2.02$		

3^{em} cas :

$X_{0-1} = 0.92$		$M_{0-1} = 1.62$
$X_{1-2} = 2.05$	⇒	$M_{1-2} = 6.28$
$X_{2-3} = 1.70$		$M_{2-3} = 1.71$
$X_{3-4} = 1.40$		$M_{3-4} = 2.68$

4^{em} cas :

$X_{0-1} = 1.38$		$M_{0-1} = 2.29$
$X_{1-2} = 2.24$	⇒	$M_{1-2} = 5.37$

5^{em} cas

$X_{0-1} = 1.54$		$M_{0-1} = 2.85$
$X_{1-2} = 1.40$	⇒	$M_{1-2} = 2.40$
$X_{2-3} = 1.91$		$M_{2-3} = 5.70$

6^{em} cas :

$X_{0-1} = 1.55$	⇒	$M_{0-1} = 2.85$
------------------	---	------------------

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on majore les moments en travées de 1/3 de plus on considère un semi encastrement aux niveaux des appuis de rives.

On aura comme moments finals :

➤ Calcul des moments corrigent aux appuis :

	1	2	3	4	5	6
M0	-2.42	-2.42	-2.42	-3.00	-3.80	-3.80
M1	-5.82	-5.81	-5.82	-4.70	-3.11	-3.80
M2	-5.80	-5.82	-5.70	-7.62	-5.22	
M3	-2.81	-2.42	-2.90		-6.90	
M4	-3.64		-3.54			
M5	-3.30					
M6	-5.20					
M7	-6.90					

Tableau III-2-2): Moments aux appuis à l'ELU

➤ Calcul des moments corrigent aux travées :

	1	2	3	4	5	6
M0-1	2.68	2.15	2.15	3.04	3.80	1.70
M1-2	8.27	8.23	8.35	7.17	3.20	
M2-3	2.27	2.70	2.27		7.60	
M3-4	3.52		3.56			
M4-5	3.72					
M5-6	3.00					
M6-7	6.87					

Tableau III-2-3): Moments aux travées à l'ELU.

➤ Calcul des efforts tranchants :

Cas	1	2	3		5	6
T0	9.50	9.50	9.50	10.10	10.85	10.97
T1	-11.75	-11.75	-11.75	-11.20	-10.40	-10.97
T1	14.53	14.50	14.53	13.80	10.30	
T2	-14.50	-14.50	-14.50	-15.22	-11.65	
T2	11.61	11.75	11.55		13.62	
T3	-9.62	-9.50	-9.70		-14.46	
T3	9.97		10.03			
T4	-10.54		-10.50			
T4	10.73					
T5	-10.50					
T5	10.35					
T6	-11.60					
T6	13.62					
T7	-14.50					

Tableau III-2-4): Efforts tranchants à l'ELU.

III-2-4) Ferrailage des poutrelles :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment le plus défavorable $M_t \max = 8.35 \text{ KN.m}$ et $M_a \max = 7.62 \text{ KN.m}$.

Caractéristiques géométriques de la section de calcul:

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

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

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 3 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 17 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus

Comprimée).

➤ **Caractéristiques des matériaux :**

$$f_{bu} = \begin{cases} f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.} \\ \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression, il est donné par la formule suivante:

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot (d - h/2)$$

$$= 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \left(\frac{0.04}{2} \right) \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 8.35 < 59.072 \text{ KN.m}$$

⇒ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

1-Calcul des armatures longitudinales:

• **En travée :**

$$u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.35}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.027 < 0.392$$

$$\text{S.S.A} \longrightarrow \text{Asc} = 0$$

$$U = 0.027 \longrightarrow \beta = 0.986$$

✚ **Les armatures nécessaires (traction):**

$$A_{st} = \frac{M_u}{d \beta f_{su}} = \frac{8.35}{0.986 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$.

• **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 7.62 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2 .

$$U = \frac{M_{max}}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{7.62}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.14$$

$$\begin{array}{l} 0.14 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \\ U = 0.14 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.924 \end{array} \quad \Longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

✚ Les armatures nécessaires :

$$A_{st} = \frac{M_u}{d \beta f_{su}} = \frac{7.62}{0.924 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1.32$$

➤ $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$.

2) Armatures transversales :

$$\begin{aligned} \phi t &\leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}, \phi_{max} \right\} \\ \phi t &\leq \text{Min} \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} \quad \Longrightarrow \quad \phi t = 5.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Donc: $A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}$

3) Espacement des armatures :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \text{Min} \left\{ 0.9d, 40\text{cm.} \right\} \\ S_t &\leq \text{Min} \left\{ 0.9 \times 18, 40\text{cm.} \right\} \end{aligned} \quad S_t = 15$$

❖ Conclusion :

En travée : $2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$
 Aux appuis : $2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$
 $A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

1- la condition de non fragilité : (Art : A.4.2, 1, BAEL91)

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{\text{adopte}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1.58 > 0.26 \dots \rightarrow$ vérifier.

- En travée :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.4 \text{ cm}^2$$

Aux travées : $A_t = 1.58 > 1.4 \dots \rightarrow$ vérifier.

2- Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_c 28}{\gamma b} ; 5 \right\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 3.33 ; 5 \right\} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V = V_{u \text{ max}} = \frac{15.22}{120 \times 180} 10^3 = 0.70 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow$ pas de risque de cisaillement.....**Condition vérifié**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

ψ_s : coefficient de scellement.

$$\tau_u = V = V_{\text{max}} = 15.22 \text{ kN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres} \\ n : \text{nombre des barres} \end{array} \right.$$

- En travée :

$$\sum u_i = 3 \Pi \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.22 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.20} = 0.99 \text{ MPa.}$$

$$0.99 < 3.15 \quad \Longrightarrow \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

4- Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_u}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} \quad \longrightarrow \quad \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.2$$

➤ **L_s = 40cm**

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

5-L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313) :

- **Appuis de rive :**

$$\frac{15.22 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5}$$

$$0.78 \leq 13.33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :(art.A.5.1.321/BAEL 91)**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times d \times V_u$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + (M_{\max}/0.9d)$.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 6.89 \\ 0.9 d V_u = 0.9 \times 0.18 \times 15.22 = 2.5 \end{array} \right.$$

Donc : $M_u > 2.50$ Les armatures calculées sont suffisantes.

6- Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s > \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 15.22 = 0.043 \quad \Rightarrow \quad A_s = 1.58 \text{ cm}^2 > 0.053 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

7-Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{Vu}{b_o \times 0.9 \times d} < \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |V_u| + |V_d| = 10.10 + 15.22 = 25.32 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{25.32 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.3 \text{ MPa} \\ \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

\Rightarrow Donc conditions vérifier

➤ Calcul a l'ELS :

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient Q_s / Q_u

$$\frac{Q_s}{Q_u} = \frac{5.07}{7.08} = 0.71$$

1. Moment aux appuis à l'ELS :

	1	2	3	4	5	6
M0	-1.72	-1.72	-1.72	-2.13	-2.70	-2.69
M1	-4.13	-4.13	-4.13	-3.33	-2.20	-2.69
M2	-4.11	-4.13	-4.04	-5.41	-3.70	
M3	-2.00	-1.72	-2.10		-4.90	
M4	-2.60		-2.51			
M5	-2.34					
M6	-3.69					
M7	-4.90					

Tableau III-2-5): Moments aux appuis à l'ELS

2. Moment en travée à l'ELS :

	1	2	3	4	5	6
M0-1	1.90	1.52	1.52	2.15	2.70	1.21
M1-2	5.90	5.84	5.92	5.09	2.27	
M2-3	1.61	1.52	1.61		5.40	
M3-4	2.50		2.52			
M4-5	2.64					
M5-6	2.13					
M6-7	4.90					

Tableau III-2-6): Moments aux travées à l'ELS

3. Effort tranchant à l'ELS :

Cas	1	2	3	4	5	6
T0	6.75	6.75	6.75	7.20	7.7	7.78
T1	-3.4	-8.34	-8.34	-7.95	-7.40	-7.78
T1	10.32	10.30	10.32	9.79	7.31	
T2	-10.30	-10.30	-10.30	-10.80	-8.30	
T2	8.24	8.34	8.20		9.67	
T3	-6.83	-6.75	-6.90		-10.26	
T3	7.07		7.12			
T4	-7.50		-7.45			
T4	7.62					
T5	-7.45					
T5	7.35					
T6	-8.23					
T6	9.70					
T7	-10.30					

Tableau III-2-7): Efforts tranchants à l'ELS

❖ Vérification à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 5.92 \text{ KN.m} \\ M_{amax} = 5.41 \text{ KN.m} \\ T_{smax} = 10.80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

1) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{amax}}{\beta 1.A_s.d}$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.58}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\Rightarrow \text{Du tableau : } K_1 = 25.32 \longrightarrow \beta_1 = 0.876$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{5.41 \times 10^6}{0.867 \times 1.58 \times 10^2 \times 180} = 217.15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{217.15}{25.32} = 8.57$$

$$\triangleright \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **En travée :**

on doit vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{tmax}}{\beta_1 A_s d} \quad ; \quad A_t = 1.58$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 1.58}{65 \times 18} = 0.135$$

$$\text{Tableau : } K_1 = 66.97 \longrightarrow \beta = 0.939$$

$$\sigma_s = \frac{5.92 \times 10^6}{0.939 \times 1.58 \times 10^2 \times 180} = 221.70$$

$$\sigma_{bc} = \frac{221.70}{66.97} = 3.31$$

$$\triangleright \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de déformation :

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

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

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

On a : $A = 1.58 \text{ cm}^2$; $L = 4.1 \text{ m}$; $h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.58}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.048 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{5.92}{15 \times 10.65} = 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

Armatures principales : Aux appuis : $A_{sa} = 2\text{HA}10$.

En travée : $A_{st} = 2\text{HA}10$.

Armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8$ (cadre+étrier) ; $S_t = 15\text{cm}$.

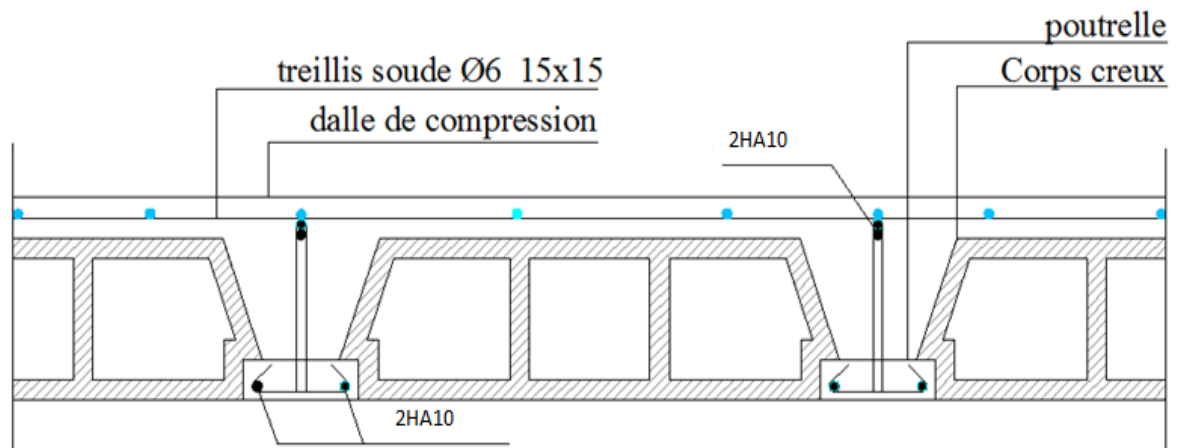
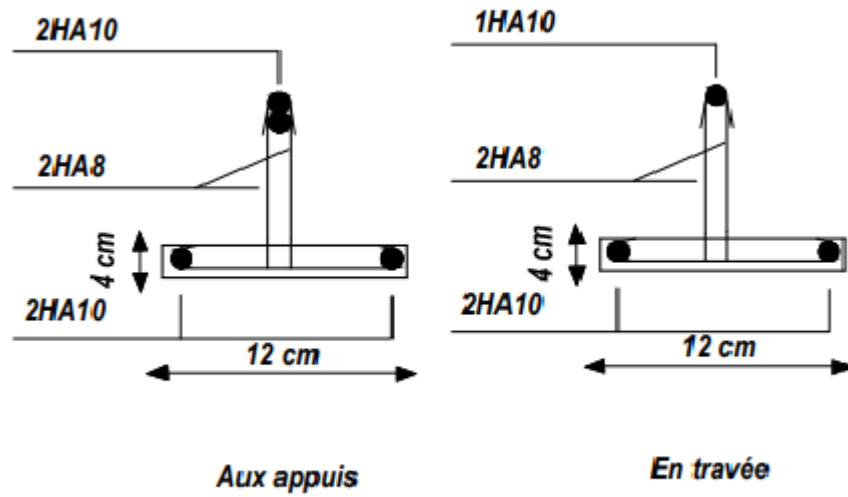


Figure III.2.5) : Ferrailage du plancher à corps creux.



III-3) Balcon :

Introduction :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire elle peut aussi bien prendre d'autre forme. Elle repose sur des appuis qui peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

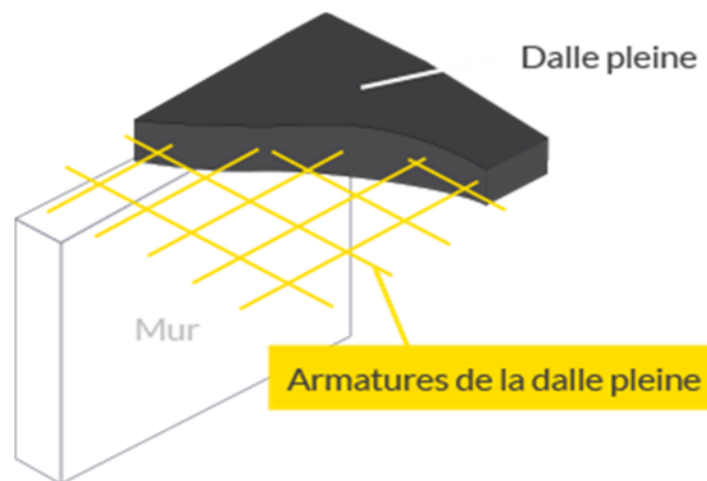


Figure III-3-1): Schéma illustratif d'une dalle pleine.

Une dalle pleine peut être encastrée totalement ou partiellement sur leur contour :

- Appuyée sur deux ou plusieurs appuis.
- Assimilée à une console.

Dans ce projet on va étudier deux types de dalle pleine en console et sur trois appuis.

I -Les consoles :

Introduction

Notre bâtiment est constitué d'une consoles en dalle pleine, réalisé et coulée sur place est assimilé à une console encastrée à une de ses extrémités.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes

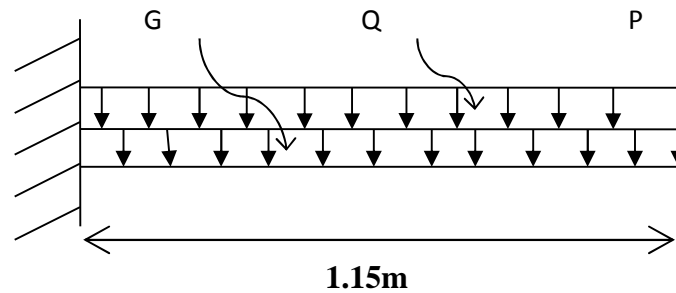


Figure III-3-2) : Schéma statique de calcul.

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

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III-3-1) Dimensionnement de la console :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$ep \geq L/10$ avec L : largeur du balcon = 1,15 m

$ep \geq L/10 = 115/10 = 11.5$ cm

➤ Soit : **$ep = 15$ cm**

Un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique pleine de 10,5 cm d'épaisseur.

III-3-2) Détermination des charges et surcharges de la console :

Charge permanente : $G_1 = 5.31 \text{KN/m}^2$ (déterminer dans le chapitre II)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m^3]	Charge [KN/m^2]
Brique ($e_p = 0.1\text{m}$)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02×2	22	0.88
GT=1.78			

Tableau III-3-1): charges permanente de garde corps.

Charge permanente de garde corps : $G_2 = 1.78 \text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : d'après le DTR $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

III-3-3) calcul à l'ELU :**❖ Combinaisons de charges**

Pour une bonde 1m de largeur

La dalle :

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.31) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{m}$$

$$q_{u1} = 12.418\text{KN/ml.}$$

Le garde corps :

$$q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.78) \times 1\text{m}$$

$$q_{u2} = 2.403\text{KN/ml.}$$

❖ Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

✚ Calcul du moment d'encastrement :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.418 \times (1.15)^2}{2} + 2.403 \times 1.30 \Rightarrow M_u = 11\text{KN.m}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.418 \times 1.15 + 2.403 \Rightarrow T_u = 16.7\text{KN}$$

III-3-4) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fera pour une bonde de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .Le schéma statique est comme suit :

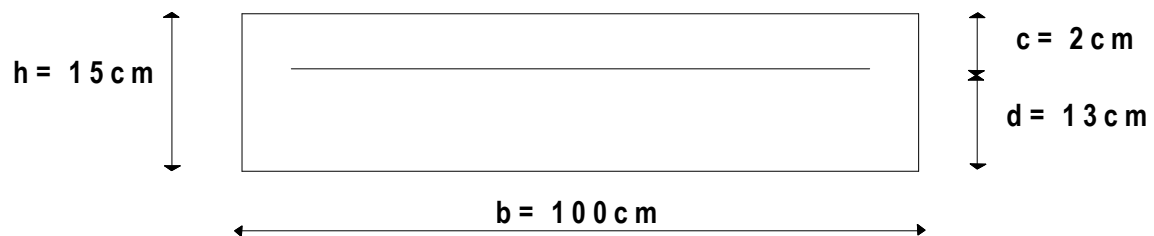


Figure III-3-3) : schéma statique de la console.

1) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11 \times 10^3}{0.976 \times 13 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2$$

➤ Soit : $A_s = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

➤ Soit : $A_r = 6\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

III-3-5) vérifications à L'ELU :**❖ Condition de non fragilité (BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2.1))**

On doit vérifier que $A > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Espacement des armatures / BAEL 91 modifier 99 (Art A.8.2.42)

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

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm})$

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

Armatures répartition : $S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm})$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **contrainte de cisaillement / BAEL 91 modifier 99 (A.5.1. 211)**

pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec : $T_u = 16.7 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{16.7 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.128 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la condition d'adhérence BAEL 91 modifier 99 (Art A.6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 6 \times \pi \times 10 = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.7 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.75 \text{ MPa}$$

➤ $\tau_{se} = 0.75 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$ **Condition vérifiée.**

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des barres BAEL 91 modifié 99 (Art 5.1.221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : **$l_s = 35\phi$**

- Pour les **HA 10** : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.

Ls dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- Pour les **HA 10** : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Enfin : La longueur **$L_c = 18 \text{ cm}$** .

III-3-6) Calcul à l'ELS :**❖ Combinaisons de charges :***La dalle :*

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1\text{m} = [5.31 + 3.5] \times 1\text{m}$$

$$q_{s1} = 8.81\text{KN/ml.}$$

Le garde corps :

$$q_{s2} = (G_2) \times 1\text{m} = (1.78) \times 1\text{m}$$

$$q_{s2} = 1.78\text{KN/ml.}$$

❖ Calcul des efforts internes**🔧 Calcul du moment d'encastrement**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.81 \times (1.15)^2}{2} + 1.78 \times 1.15 \Rightarrow M_s = 7.872\text{KN.m}$$

🔧 Calcul de l'effort tranchant

$$T_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.81 \times 1.15 + 1.78 \Rightarrow T_u = 11.91\text{ KN}$$

III-3-7) Vérification à l'ELS :**❖ contrainte de compression dans l'acier et le béton**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

❖ La contrainte dans les aciers / BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32) :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = \min(0.5 \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}) = 169.972\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.872 \times 10^3}{0.976 \times 13 \times 4.71} = 131.72\text{MPa}$$

➤ $\sigma_s = 131.72 < \bar{\sigma}_s = 169.972$ condition vérifiée.

❖ La contrainte dans le béton / BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2) :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\text{On à : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 13} = 0.347 \Rightarrow \beta = 0.909 \Rightarrow k_1 = 39.35 \Rightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0.025$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0.025 \times 131.72 = 3.92\text{MPa}$$

➤ $\sigma_{bc} = 3.92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche / BAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1)**

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15.M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{115} = 0.130 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4.71}{13 \times 100} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{115} = 0.130 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{7.87}{15 \times 7.87} = 0.067 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

La console sera ferrillée comme suit :

Armatures principales: **6HA10** (St= 15 cm).

Armatures répartition: **6HA8** (St= 15 cm)

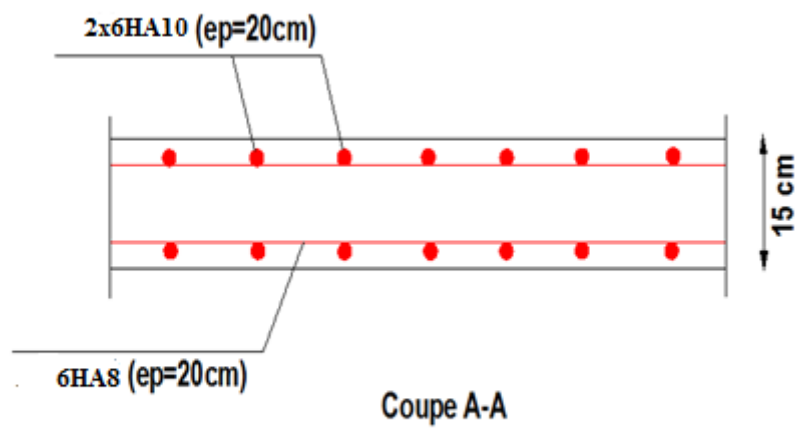
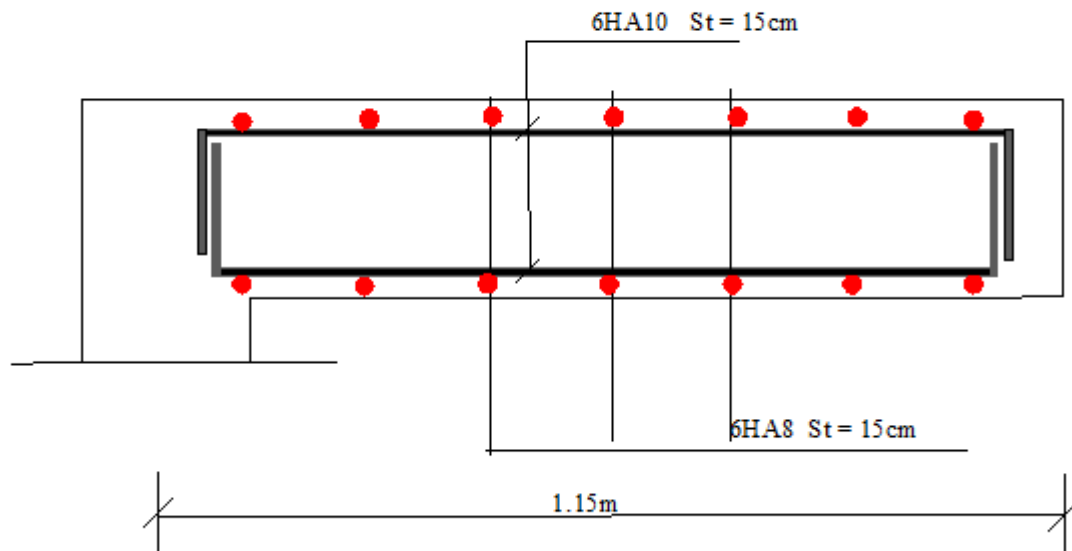


Figure III-3-4) : Ferrailage de la console.

II- Dalle sur plusieurs appuis :

III-1) Dimensionnement :

Pour les panneaux de dalles rectangulaires les portées mesurées entre nus d'appuis :

Avec $l_x \leq l_y$ (l_x La plus petite dimension du panneau, l_y La plus grande dimension du panneau)

- largeur $l_x = 1.4$ m
- longueur $l_y = 4,70$ m
- épaisseur $e = 15$ cm (voir chapitre II)

III-2-2) Calcul des sollicitations :

On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{4,70} = 0,30 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$ On admet que le panneau ne porte que dans le sens l_x , au centre de la dalle ; pour une bande de largeur unité;

III-2-3) Calcul des sollicitations :

Lorsque : $\rho < 0.4$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée: $M_x = \frac{pl_x^2}{8}$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = 0$

Les valeurs des coefficients U_x et U_y , sont répertoriés dans un tableau et sont fonction du rapport et ρ du coefficient de poisson ν du béton.

On prend $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime.} \\ \nu = 0,2 \text{ l'état limite de service.} \end{array} \right.$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91 modifié 99**.

Un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique pleine de 10,5 cm d'épaisseur.

III-6-2) Détermination des charges et surcharges de la console :

Charge permanente : $G_1 = 5.31 \text{KN/m}^2$ (déterminer dans le chapitre II)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m^3]	Charge [KN/m^2]
Brique ($e_p = 0.1\text{m}$)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02×2	22	0.88
GT=1.78			

Tableau III-3-2) : charges permanente de garde corps.

Charge permanente de garde corps : $G_2 = 1.78 \text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : d'après le DTR $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

Elu : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$\Rightarrow q_{u1} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12.42 \text{KN/ml}$

$\Rightarrow q_{u2} = 1,35 \times 1.78 \times 1\text{m} = 2.403 \text{KN/m}$

avec:

$P = q_{u1} + q_{u2} = 14.831 \text{KN/ml}$

❖ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

✚ **Calcul du moment**

$$M_x = \frac{Pl_x^2}{8} = \frac{14.831 \times 1.40^2}{8} \Rightarrow M_x = 3.63 \text{KN.m}$$

✚ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{P \times l_x}{2} = \frac{14.831 \times 1.40}{2} \Rightarrow T_u = 10.38 \text{KN}$$

III-2-3-2) ferrailage a l'état limite ultime ELU :

A. Dans le sens de la petite portée (X-X)

En travée :

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$M_x^t = 0,85 \times 3.63 = 3.085 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.085 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.085 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA10 = 3.01 cm²** avec **St = 20cm.**

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 3.63 = -1.089 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.089 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0045$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.089 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8 = 3.01 cm²** avec **St = 20cm.**

III-6-5) vérifications à L'ELU :**❖ Condition de non fragilité (BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2.1))**

On doit vérifier que $A > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures / BAEL 91 modifier 99 (Art A.8.2.42)**

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

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm})$

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

Armatures répartition : $S_t \leq \text{Min}(4h; 45\text{cm})$

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

❖ **contrainte de cisaillement / BAEL 91 modifier 99 (A.5.1. 211)**

pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}\right)$$

Avec : $T_u = 10.38\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{10.38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.08\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.08\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification de la condition d'adhérence BAEL 91 modifier 99 (Art A.6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15\text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 6 \times \pi \times 8 = 6 \times 3.14 \times 8 = 150.72\text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 0.58\text{MPa}$$

$$\triangleright \tau_{se} = 0.58 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

- Pour les HA 8 : $l_s = 35 \times 0.8 = 28$ cm.
- Pour les HA 8 : $l_s = 35 \times 0.8 = 28$ cm.

Si l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 28 = 11.2$ cm.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 28 = 11.2$ cm.

Finalelement : La longueur $L_c = 12$ cm.

III-6-6) Calcul à l'ELS :

❖ Combinaisons de charges

La dalle :

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1m = [5.31 + 3.5] \times 1m$$

$$q_{s1} = 8.81 \text{KN/ml.}$$

Le garde corps :

$$q_{s2} = (G_2) \times 1m = (1.78) \times 1m$$

$$q_{s2} = 1.78 \text{KN/ml.}$$

Avec:

$$P = q_{u1} + q_{u2} = 10.59 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

🔧 Calcul du moment

$$M_s = \frac{Pl_x^2}{8} = \frac{10.59 \times 1.40^2}{8} \Rightarrow M_x = 2.59 \text{KN.m}$$

🔧 Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{P \times l_x}{2} = \frac{10.59 \times 1.40}{2} \Rightarrow T_u = 7.35 \text{KN}$$

En travée :

$$\text{On a: } d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 0,85 \times 2,59 = 2,20 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 2,59 = -0,777 \text{ KN.m}$$

III-6-7) Vérification à l'ELS :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

❖ **La contrainte dans les aciers / BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32) :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(0,5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = \min(0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 169,972 \text{ MPa}$$

$$\text{On à : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 13} = 0,231 \Rightarrow \beta = 0,923 \Rightarrow k_1 = 49,93 \Rightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta . d . A_s} = \frac{2,59 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 3,01} = 71,71 \text{ MPa}$$

➤ $\sigma_s = 71,71 < \bar{\sigma}_s = 169,972$ condition vérifiée.

❖ **La contrainte dans le béton / BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2) :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0,0164 \times 71,71 = 1,43 \text{ MPa}$$

➤ $\sigma_{bc} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de la flèche / BAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1)**

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 . d} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15 . M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.01}{13 \times 100} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{2.20}{15 \times 2.20} = 0.067 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

La console sera ferrillée comme suit :

Armatures principales: **6HA8** (St= 20 cm).

Armatures répartition: **6HA 8** (St= 20 cm).

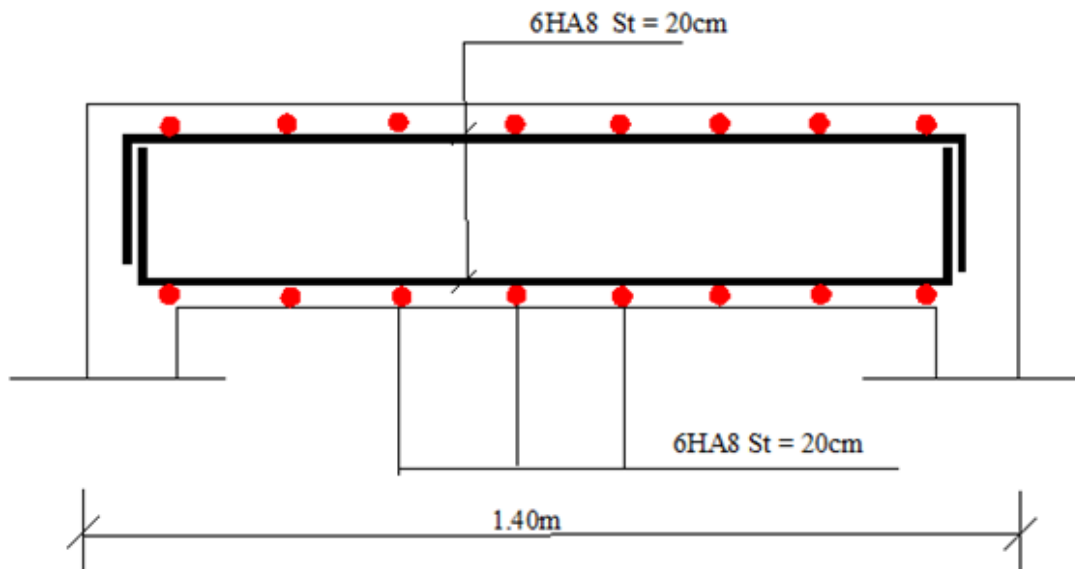


Figure III-3-5) : Ferrailage de la console.

III-4) Etude de la salle machine :

Introduction

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein,
- La cabine,
- Le contre poids.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, pouvant charger huit personnes. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à ($P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ KN}$), réparti sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

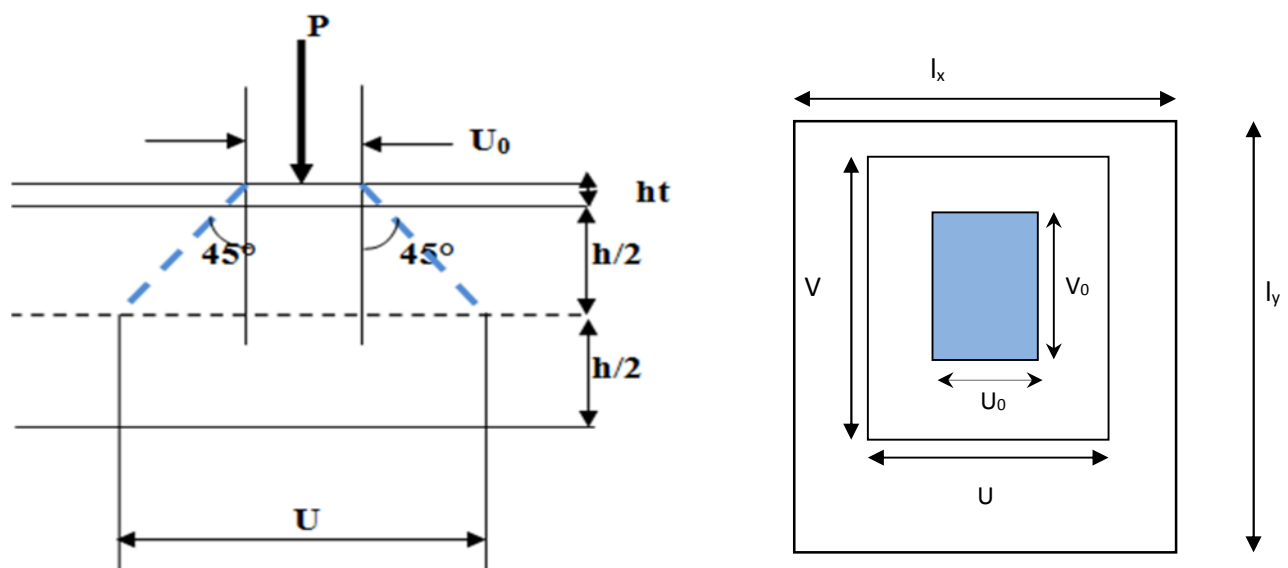


Figure III-4-1) : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

III-4 -2) Calcul de la dalle pleine :**A. Dimensionnement de la dalle**

$$L_x = 1.20\text{m}$$

$$L_y = 1.60\text{m}$$

$$\Rightarrow S = L_x \times L_y = 1.20 \times 1.60 = 1.92\text{m}^2$$

B. Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $ep = \frac{L_x}{30}$

$$ep = \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4\text{cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (**RPA 99 version 2003**), nous adoptons une hauteur :

$$h_t = 15\text{cm.}$$

III-4-3) principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1)$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée **P**, sont donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports

$$\frac{u}{L_x} \text{ et } \frac{v}{L_y}$$

v : Coefficient de poisson $\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$

P : intensité de la charge concentré ;

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

❖ Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{cases}$$

ξ : Coefficient de la nature de revêtement $\Rightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$).

h_0 : Épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$: surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

❖ Détermination des sollicitations

🚧 A l'ELU

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).

La surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml}$$

Avec : p_u : Charge concentrée du système de levage.

q_u : Charge uniformément répartie.

🚧 A l'ELS

$$P_S = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_S = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

III-4-4) Calcul à l'état limite ultime (ELU)**a. Calcul des moments au centre du panneau.**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{160} = 0.8 \quad ; \quad 4 < \rho = 0.8 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.8 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.875 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{160} = 0.656 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0.064 ; M_2 = 0.040$$

Alors :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times (0.064 + 0) = 7.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times (0 + 0.040) = 4.86 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle

$0.4 < \rho = 0.8 < 1$ La dalle travail dans les deux sens.

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du

(BAEL91modifié 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right.$$

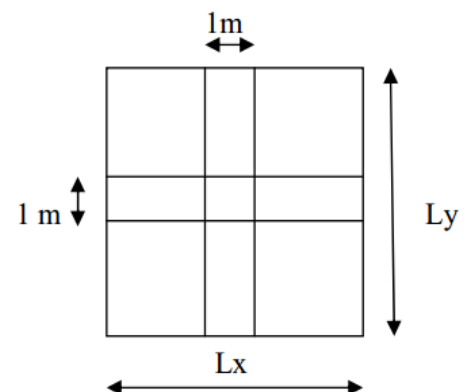
Avec :

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x ;

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y ;

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et ν .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.8 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.5950 \end{array} \right.$$



D'où:

$$M_{x2} = 0.0565 \times 6.563 \times (1.20)^2 = 0.533 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.533 \times 0.595 = 0.312 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.776 + 0.533 = 8.309 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.86 + 0.137 = 5.177 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

- **Sens L_x**

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 8.309 = 7.06 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^t = -0.3 \times 8.309 = -2.49 \text{ KN.m}$$

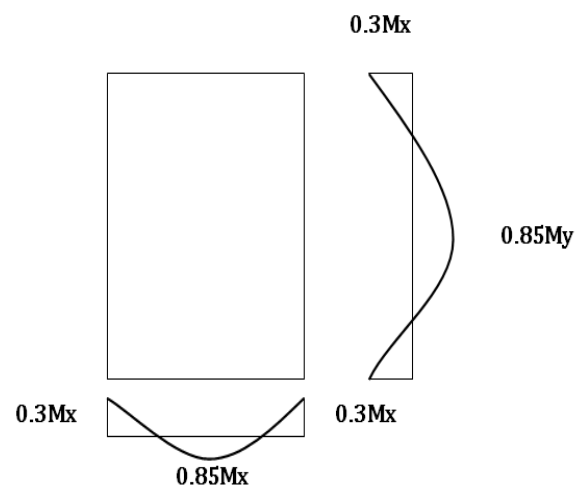
- **Sens L_y**

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 5.177 = 4.40 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^t = -0.3 \times 8.309 = -2.49 \text{ KN}$$



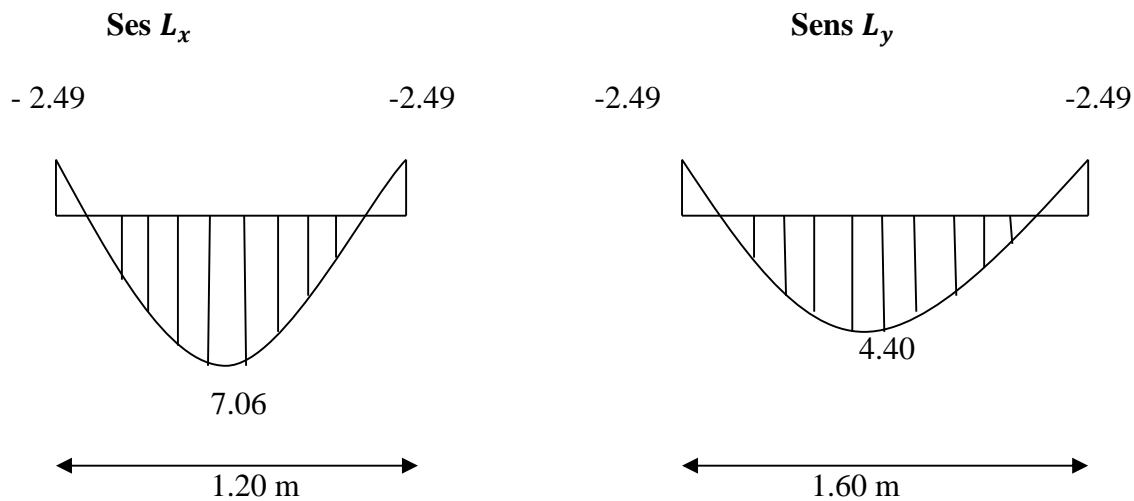


Figure III-4-2) : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

III-4-4) Ferrailage à L'ELU :

1. Détermination de la section des armatures:

1.1) Dans le sens de la petite portée (X-X)

- En travée

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $M_x^t = 21.990 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.06 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 25 cm.**

- Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.49 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

1.2) Dans le sens de la grande portée (Y-Y)

- **En travée :** $M_y^t = 4.40 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.40 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

- **Aux appuis :** $M_y^a = 2.49 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.49 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III-4-5) Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4)

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \text{ et } W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq \rho_0$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures ;

S : section totale du béton ;

W_x et **W_y** : Les Taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y) ;

ρ₀ : Rapport du volume des aciers à celui du béton ρ₀ = 0.0008 pour des barres à hautes adhérence de classe F_e E400.

- **Sens (X-X)**

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left[3 - \frac{120}{160} \right] \times 100 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min}^x = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min}^x = 1.35 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (Y-Y)**

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. Diamètre maximal des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\varnothing_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Espacements des armatures : BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2.42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- **Armatures principale**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartitions**

$$St \leq \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D. Vérification de non poinçonnement : BAEL91 modifié 99 (Art A.5.2.42)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge de calcul à L'ELU ;

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (1.05 \times 1.05) = 4.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

E. Vérification de la contrainte tangentielle : BAEL91 modifié 99 (Art A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1\text{m}$; $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

✚ Au milieu de U

$$V_u = \frac{q_u}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

✚ Au milieu de V

$$V_u = \frac{q_u}{3V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

III-4-6) Calcul à l'état limite de service (l'ELS) :

a. Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1).$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2 ; \quad v = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.0064 ; \quad M_2 = 0.040$$

$$M_{x1} = 90 (0.0064 + 0,2 \times 0.040) = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.040 + 0,2 \times 0.0064) = 4.75 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de M_{x2} , M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine

$$\rho = 0.8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ v = 0.2 \quad \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0632 \times 4.75 \times 1.20^2 = 0.432 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.710 \times 0.432 = 0.306 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.432 + 6.48 = 6.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.306 + 4.75 = 5.05 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

- **Sens L_x**

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 6.91 = 5.87 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^t = -0.3 \times 6.91 = -2.073 \text{ KN.m}$$

- **Sens L_y**

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 5.05 = 4.29 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^t = -0.3 \times 6.91 = -2.073 \text{ KN.m}$$

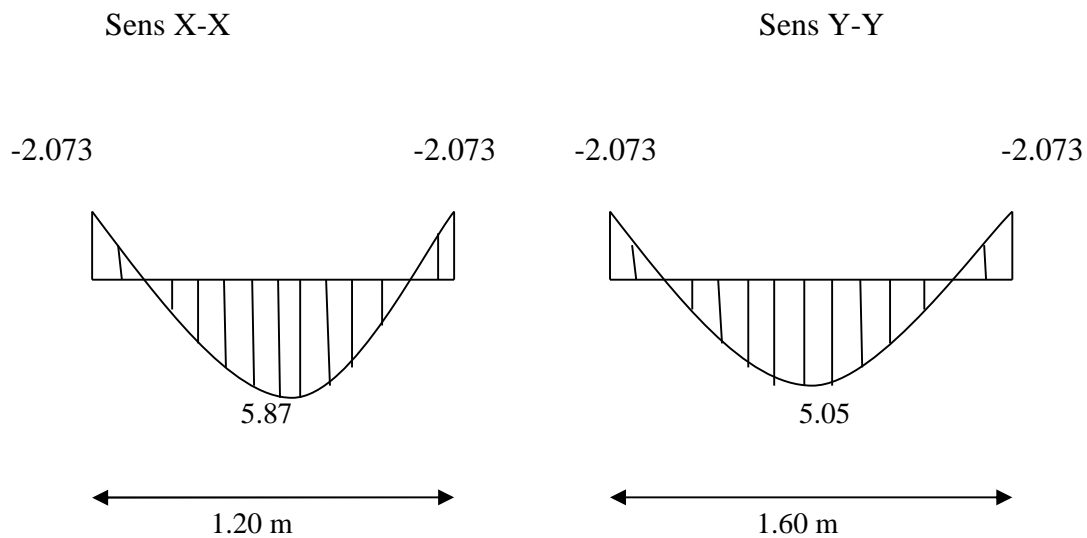


Figure III-4-3): Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l’ELS.

III-4-7) Vérification à l’ELS :

A. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

B. Vérifications des Contraintes dans le béton et les aciers

🚧 Sens (X-X)

- **En travée**

$M_t = 5.87 \text{ KN.m.} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245$

➤ $k = 48.29 \quad \text{Et} \quad \beta = 0.921$

$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{5.87 \times 10^6}{3.14 \times 0.921 \times 130} = 156.13 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{156.130}{48.29} = 3.23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Aux appuis**

$$M_a = 2.073 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow k = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{2.073 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 84.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{84.84}{61.92} = 1.37 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x .

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : hauteur utile de la bande.

b : la largeur de bande égale a (1m).

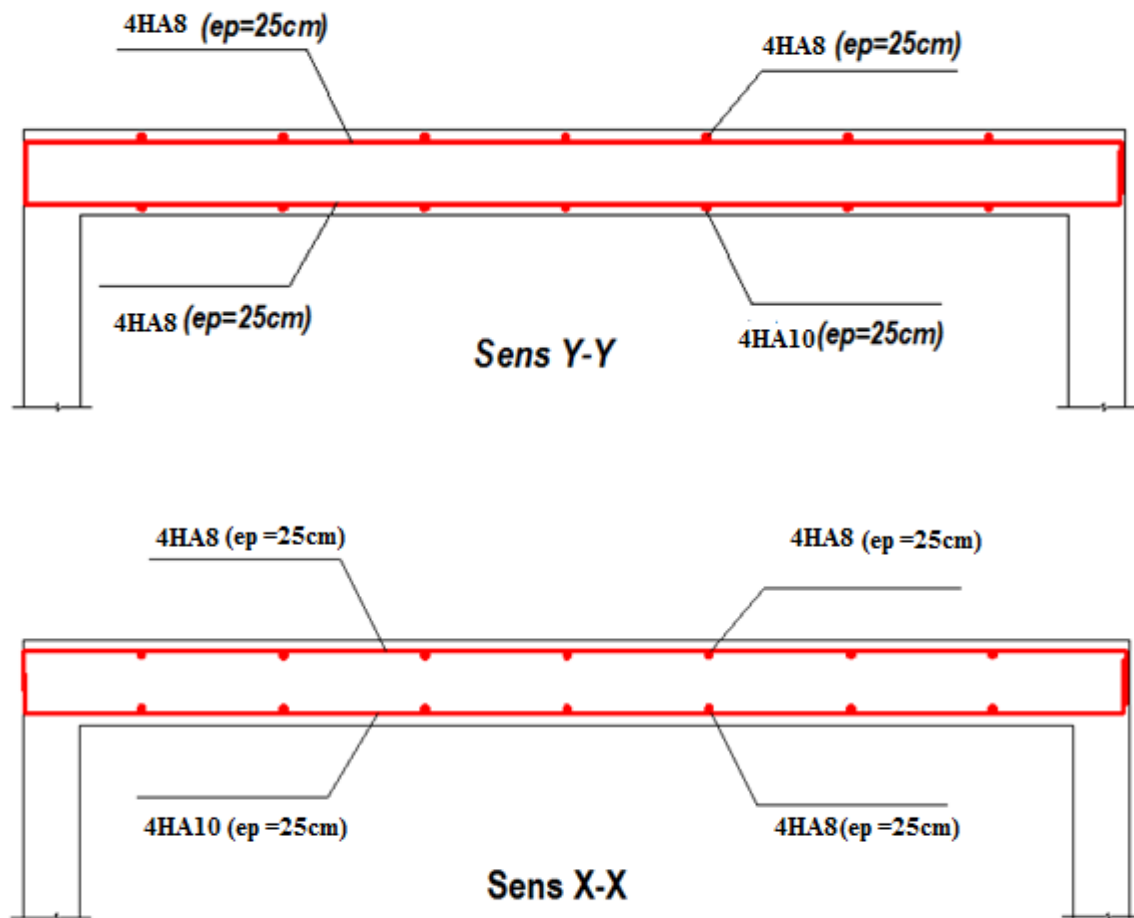
$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.0425 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.00154 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Sens x-xEn travée : **4HA10** (St= 25 cm).Aux appuis : **4HA8** (St= 25 cm).**Sens y-y**En travée : **4HA8** (St= 25 cm).Aux appuis : **4HA8** (St= 25 cm).**Figure III-4-4) :** Ferrailage de la dalle de la salle machine.

III -5) LES ESCALIERS :

Introduction:

Un escalier est un élément vertical entre les différents étages de la structure, il est constitué d'une suite régulière de marche, de façon à assurer la circulation des personnes entre les niveaux en montant et en descendant. L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos, il est assimilé dans le calcul à une poutre isostatique calculée à la flexion simple car il est soumis à son poids propre et aux surcharges.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place (escalier à deux volées avec un palier intermédiaire).

III-5-1) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

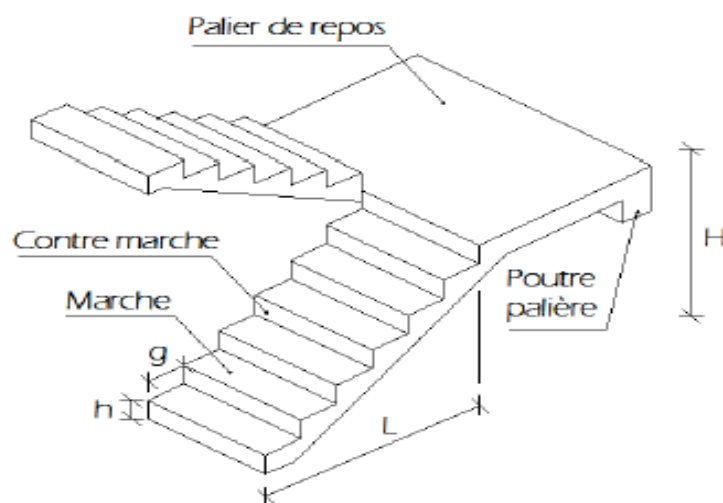


Figure III-5-1): Coupe verticale de l'escalier.

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, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

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'embranchement : représente la largeur de la marche.

III-5-3) Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n) ;
- La hauteur de la marche (h), le giron(g) ;
- L'épaisseur de la paillasse (e) ;
- giron (g).

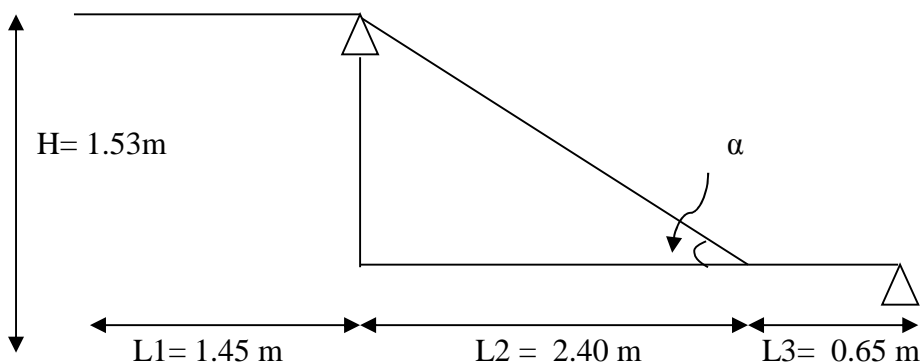


Figure III-5-2) : schéma statique d'un escalier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

➤ On prend h égal à 17 cm.

a. Calcul du nombre de contre marches :

La hauteur de l'étage est 2.89

$$n = \frac{H}{h} ; \quad n = \frac{289}{17} = 17$$

On aura 17 contre marche entre chaque deux étage.

On a deux volées ; D onc : $n = 8$ pour la 1^{er} volée

$n = 9$ pour la 2^{em} volée

Nous on prend le palier avec 9 contre marche

$n = 153/17 = 9$ contre marches.

b. Calcul du nombre de marches :

Le nombre de marche est pris comme suite $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches

c. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \begin{array}{l} \text{pour la 1}^{\text{er}} \text{ volée} \quad \longrightarrow \quad h = 136 \text{ m} \\ \text{Pour la 2}^{\text{em}} \text{ volée} \quad \longrightarrow \quad h = 153 \text{ m} \end{array}$$

d. Calcul de la hauteur du giron :

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

L : La longueur du linge foulé

e. Vérification de la relation de BLONDEL :

$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$ on a $h = 17 \text{ cm}$

$59 < g+2h < 66 \text{ cm}$ $59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$

\Rightarrow La condition est vérifiée ; donc l'escalier est confort.

f. Epaisseur de la pailasse et du palier :

Le palier et la pailasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L1 + L2$

L2 : longueur de la paillasse projetée.

L1 : longueur du 2em palier.

On a : $tg\alpha = \frac{H}{L1} = \frac{153}{240} = 0.6375$

➤ $\alpha = 32.52^\circ$

$$\cos\alpha = \frac{L2}{L'} \Rightarrow L_o = \frac{L1}{\cos\alpha}$$

$$L_o = \frac{240}{\cos 32.518} = 2.85\text{m}$$

➤ $L' = L_o + L1 = 2.85 + 1.45 = 4.30\text{ m}$

Donc :

$$\frac{430}{30} < ep < \frac{430}{20} \Rightarrow 14.33 < ep < 21.5$$

➤ En prend **ep = 18 cm.**

III-5-4) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Charge permanentes :

Revêtement :

- carrelage : $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44$
- mortier de pose : $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44$
- lit de sable : $0.02 \times 1 \times 18 = 0.36$
- enduit en plâtre : $0.02 \times 1 \times 10 = 0.20$

➤ **Gr = 1.44 KN / m²**

❖ **La paillasse :**

- poids propre de paillasse :

$$25 \times 0.18 \times \frac{1}{\cos\alpha} = 5.34 \text{ KN/ ml}$$

- poids de la marche :

$$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/ ml}$$

- poids de revêtements : 1.44 KN/ ml
- poids du garde-corps : 0.2

➤ **Gps = 9.105 KN/ ml**

❖ **palier :**

- poids de la dalle plein :

$$25 \times 0.18 = 4.5 \text{ KN / ml}$$

- poids de revêtements : 1.44 KN/ ml

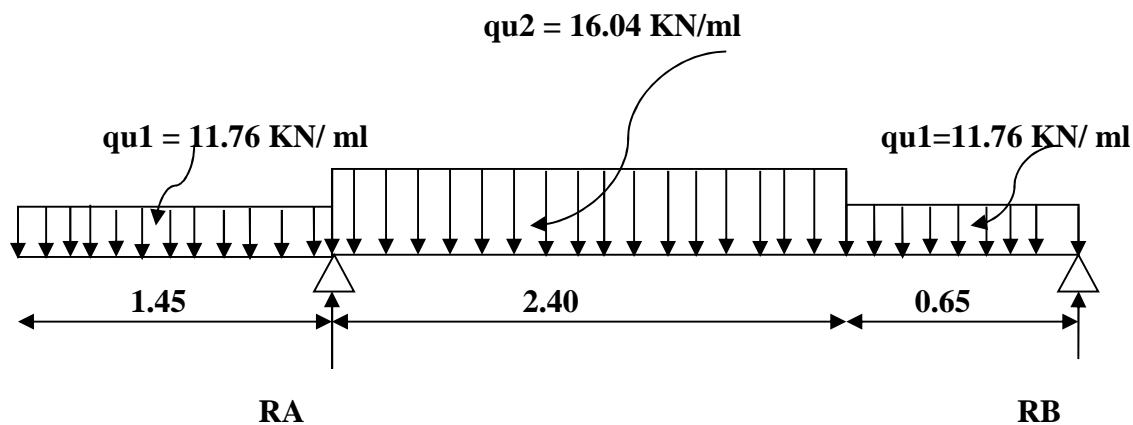
➤ **Gps = 5.94 KN /ml**

🚧 **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C. 2.2 est $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III-3-5) Combinaison des charges :

ELU	{	Paillasse : $qu_2 = 1.35 G + 1.5 Q$
		$qu_2 = 1.35 (9.105) + 1.5 (2.5)$ $qu_2 = 16.04 \text{ KN/ ml}$
		Palier : $qu_1 = 1.35 G + 1.5 Q$
		$qu_1 = 1.35 (5.94) + 1.5 (2.5)$ $qu_1 = 11.76 \text{ KN/ ml}$



III-5-3): Ferrailage et calcul des efforts à L'ELU

1) détermination des efforts internes dans l'escalier a L'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_P = 2,40$ m.

❖ Les réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow RA + RB - qu_1 \times L_1 - qu_2 \times L_2 - qu_1 \times L_3 = 0$$

$$RA + RB = qu_1 \times L_1 + qu_2 \times L_2 + qu_1 \times L_3$$

$$RA + RB = 11.76 \times 1.45 + 16.04 \times 2.4 + 11.76 \times 0.65$$

$$RA + RB = 63.192$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow -11.76 \times L_1 \times \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3\right) - 16.04 \times L_2 \times \left(\frac{L_2}{2} + L_3\right) + RA(L_2 + L_3)$$

$$-11.76 \times \frac{L_1^2}{2} = 0$$

D'où :

$$RA = 11.76 \times 1.45 \times (0.725 + 3.05) - 16.04 \times 2.4 \times (1.2 + 0.65) + 11.76 \times \frac{0.65^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow RA = 45.26 \text{ KN}$$

Donc:

$$RB = 63.192 - 45.26 = 17.932 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RB = 17.932 \text{ KN}$$

❖ calcul des efforts tranchant et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 < x < 1.45\text{m}$ **Effort tranchant**

$$T_y = -qu_1 \times x$$

$$T_y = -11.76 \times x$$

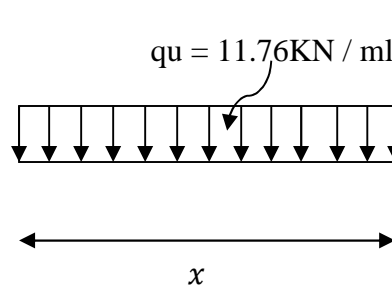
- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = 0$
- Pour $x = 1.45 \text{ m} \Rightarrow T_y = -17.052 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = -qu_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = -11.76 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.45 \text{ m} \Rightarrow M_z = -12.36 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon $1.45 \text{ m} < x < 3.85 \text{ m}$ **Effort tranchant**

$$T_y = RA - qu_1 \times L_1 - qu_2 (x - 1.45)$$

$$T_y = 45.26 - 11.76 \times 1.45 - 16.04 (x - 1.45)$$

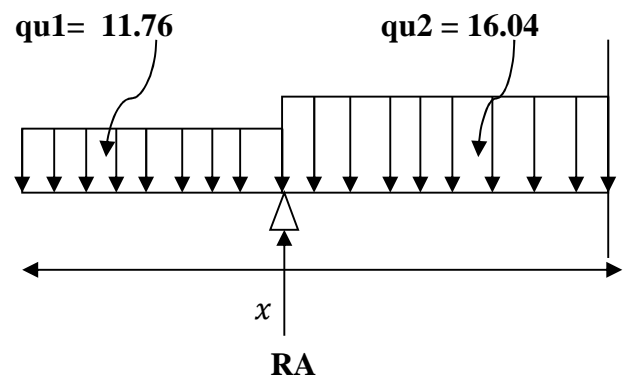
- Pour $x = 1.45\text{m} \Rightarrow T_y = 28.20 \text{ KN}$
- Pour $x = 3.85\text{m} \Rightarrow T_y = -10.28 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RA \times (x - 1.45) - qu_1 \times L_1 \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - qu_2 \times \frac{(x-1)^2}{2}$$

$$M_z = 45.26 \times (x - 1.45) - 11.76 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - 16.04 \times \frac{(x-1.45)^2}{2}$$

- Pour $x = 1.45\text{m} \Rightarrow M_z = -12.36 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 3.85\text{m} \Rightarrow M_z = 9.17 \text{ KN.m}$



3^{em} tronçon : $0 < x < 0.65 \text{ m}$

Effort tranchant

$$T_y = -RB + qu_1 \times x$$

$$T_y = -17.93 + 11.76 \times x$$

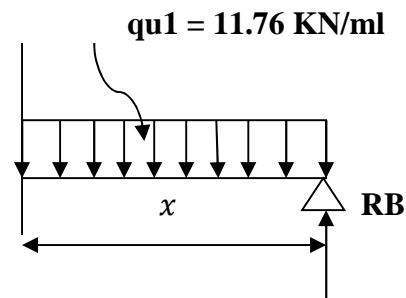
- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = -17.93 \text{ KN}$
- Pour $x = 0.65 \text{ m} \Rightarrow T_y = -10.28 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RB \times x - qu_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 17.93 \times x - 11.76 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.45 \text{ m} \Rightarrow M_z = 9.17 \text{ KN.m}$



Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** : $Mu(a) = -0.3M_z^{max} = -0.3 \times 9.17 = -2.75 \text{ KN.m}$
- **En travées** : $Mu(t) = 0.85M_z^{max} = 0.85 \times 9.17 = 7.79 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

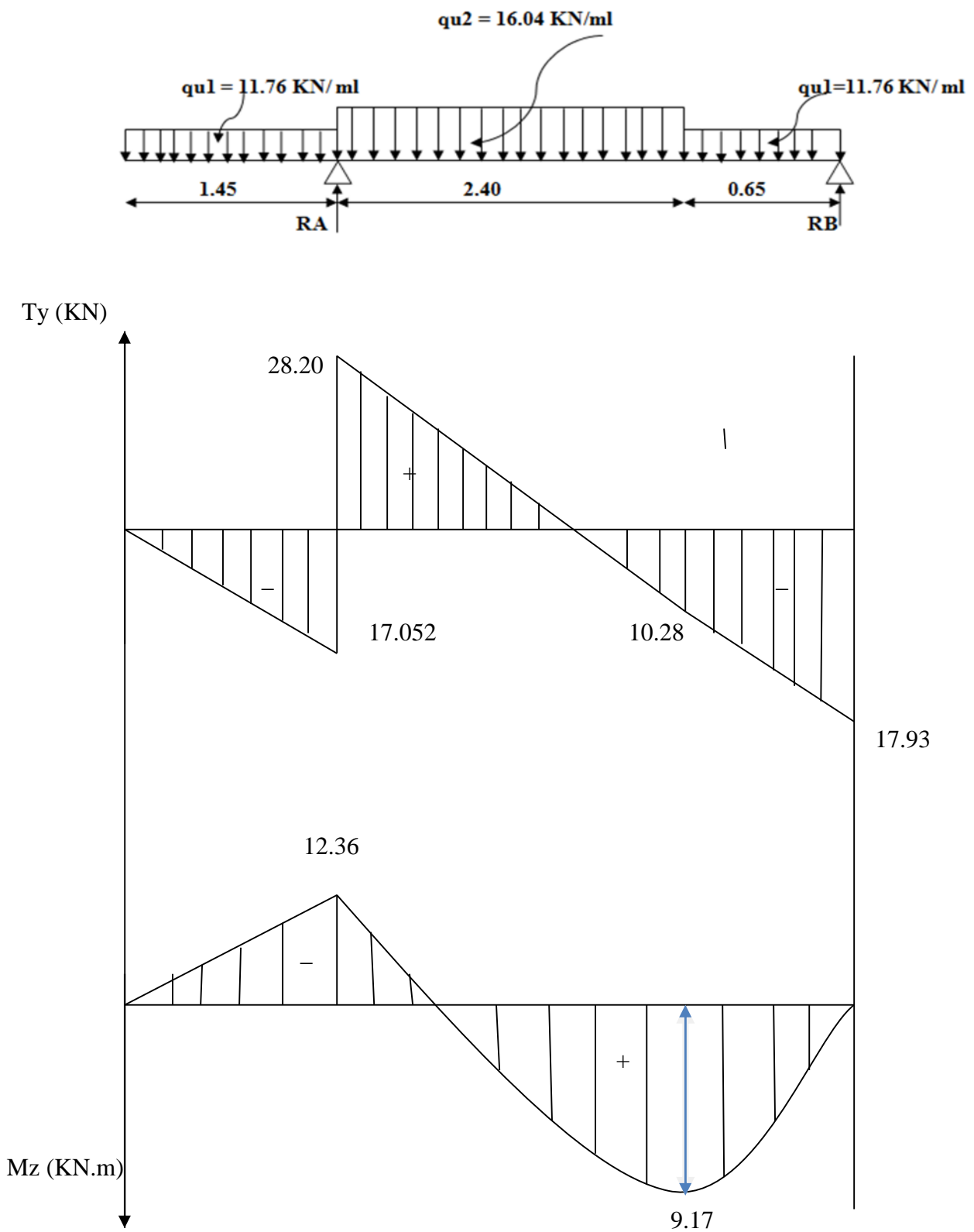
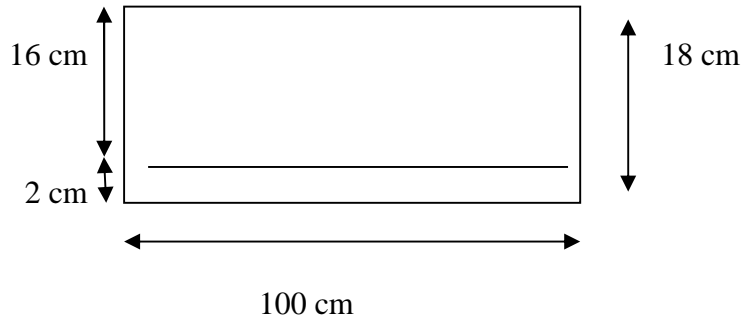


Figure III-5-4): Diagramme efforts internes à l'ELU.

2) Ferrailage des paillasses (calcul d'armatures à l'ELU):

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$.



✚ **En travée :** $M_t^U = 7.79 \text{ KN.m}$

Armatures principales

$$u_b = \frac{M_t^u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.79 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu_b = 0.021 \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.79 \times 10^3}{0.989 \times 16 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10 = 1.57 cm²** ; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

✚ **Aux appuis :** $M_a^U = 12.36 \text{ KN.m}$

Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.36 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.36 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.25$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** ; avec un espacement **S_t = 20cm**.

Armatures répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** ; avec un espacement **S_t = 25cm**.

III-5-7) Vérifications à l'état limite ultime (ELU)

A. Condition de non fragilité / BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2, 1)

$$A > A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 16 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

En travée : A_t = 3.14 cm² > A_{min} = 1.93.....condition vérifiée.

Aux appuis : A_a = 4.52 > A_{min} = 1.93 cm².....condition vérifiée.

B. Espacement des armatures BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.2, 42)

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

- **Armatures principales :**

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

En travée : $S_t = 20 < 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Aux appuis : $S_t = 20 < 33\text{cm}$condition vérifiée.

- Armatures répartition :

$$S_t \leq \text{Min}(4h; 33\text{cm})$$

En travée : $S_t = 25 < 45\text{cm}$ condition vérifiée.

Aux appuis : $S_t = 25 < 45\text{cm}$condition vérifiée

C. Vérification de la condition d'adhérence BAEL91modifié99 (Art A.6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.20 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 125.6} = 1.55\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.55 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 12 = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.20 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 150.72} = 1.29 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.29 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$ Condition vérifiée

Donc :il n'y pas de risque d'entraînement des barres

D. Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi t \times f_e}{4\zeta s u} = \frac{1 \times 400}{4 \times 0.6\psi^2 \times f_{t28}} = 35.27 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4L_s$

$$0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$$

D. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**a. Influence de l'effort tranchant sur le béton BAEL91modifié99 (A.5. 1,313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 28.20 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 160} = 0.391 \text{MPa}$$

$$0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 0.391 \text{MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures BAEL91modifié99 (A.5.1.321)

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

$$A_{min} \geq A_s = \frac{\gamma_s \times v_u}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times v_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 28.20 \times 10^3}{400} = 0.81 \text{cm}^2$$

D'où : $A_{min} = 1.93 \text{cm}^2 > 0.94 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

E .contrainte de cisaillement BAEL 91modifié 99 (A.5.1, 211)

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \right)$$

Avec : $T_{max} = 30.645 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{28.20 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.176 \text{MPa}$$

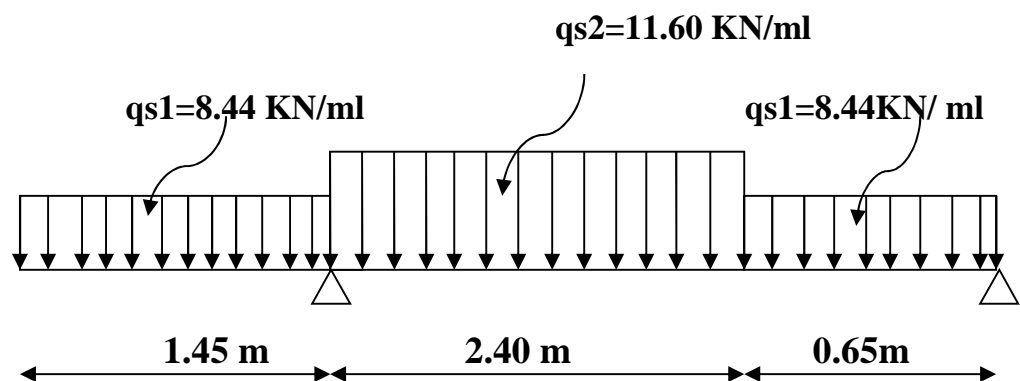
$\tau_u = 0.176 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-5-8) calcul a l'état limite de service (ELS) :**1) Combinaison des charges:**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } q_{s2} = (9.105 + 2,5) 31 \text{ m} = 11.60 \text{ KN / ml.} \\ \text{Palier : } q_{s1} = (5.94 + 2,5) 31 \text{ m} = 8.44 \text{ KN / ml.} \end{array} \right.$$

2) Calcul des moments et effort tranchant:**Figure III-5-5):** Schéma statique des efforts à L'ELS**A. Les réactions d'appuis**

D'après les formules d'RDM :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_{s1} \times L_1 - q_{s2} \times L_2 - q_{s1} \times L_3$$

$$R_A + R_B = q_{s1} \times L_1 + q_{s2} \times L_2 + q_{s1} \times L_3$$

$$R_A + R_B = 8.44 \times 1.45 + 11.60 \times 2.4 + 8.44 \times 0.65$$

$$R_A + R_B = 45.56$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \Rightarrow R_A \times L - q_s \times L_1 \left(\frac{L_1}{2} + L_2 + L_3 \right) - q_{s2} \times L_2 \times \left(\frac{L_2}{2} + L_3 \right) - q_{s1} \times \frac{L_3^2}{2}$$

D'où :

$$R_A = 8.44 \times 1.45 \left(\frac{1.45}{2} + 2.4 + 0.65 \right) + 11.60 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 0.65 \right) + 8.44 \times \frac{0.65^2}{2}$$

➤ **RA = 32.61KN**

Donc : $R_B = 45.56 - 32.61 = 12.94 \text{ KN}$

➤ **RB = 12.94 KN.**

B. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon $0 < x < 1.45m$

Effort tranchant

$$T_y = -8.44 \times x$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = 0$
- Pour $x = 1.45 \Rightarrow T_y = -12.23 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = -qs_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = -8.44 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.45 \Rightarrow M_z = -8.87 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon $1.45 m < x < 3.85 m$

Effort tranchant

$$T_y = RA - qs_1 \times L_1 - qs_2 (x - 1.45)$$

$$T_y = 32.61 - 8.44 \times 1.45 - 11.60 (x - 1.45)$$

- Pour $x = 1.45 \text{ m} \Rightarrow T_y = 20.37 \text{ KN}$
- Pour $x = 3.85 \text{ m} \Rightarrow T_y = -7.46 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RA (x - L_1) - qs_1 \times L_1 \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - qs_2 \times \frac{(x - L_1)^2}{2}$$

$$M_z = 32.61(x - 1.45) - 8.44 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - 11.60 \times \frac{(x-1.45)^2}{2}$$

- Pour $x = 1.45 \text{ m} \Rightarrow M_z = -8.87 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 3.85 \text{ m} \Rightarrow M_z = 6.61 \text{ KN.m}$

3^{em} tronçon $0 < x < 0.65\text{m}$

Effort tranchant

$$T_y = -R_B + q_s1 \times x$$

$$T_y = -12.94 + 8.44 \times x$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = -12.94 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.45 \Rightarrow T_y = -7.46 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = R_B \times x - q_s1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 12.94 \times x - 8.44 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.45 \Rightarrow M_z = 6.61 \text{ KN.m}$

- **Aux appuis** : $M_u(a) = -0.3M_z^{\max} = -0.3 \times 6.61 = 1.98 \text{ KN.m}$

- **En travées** : $M_u(t) = 0.85M_z^{\max} = 0.85 \times 6.61 = 5.62 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

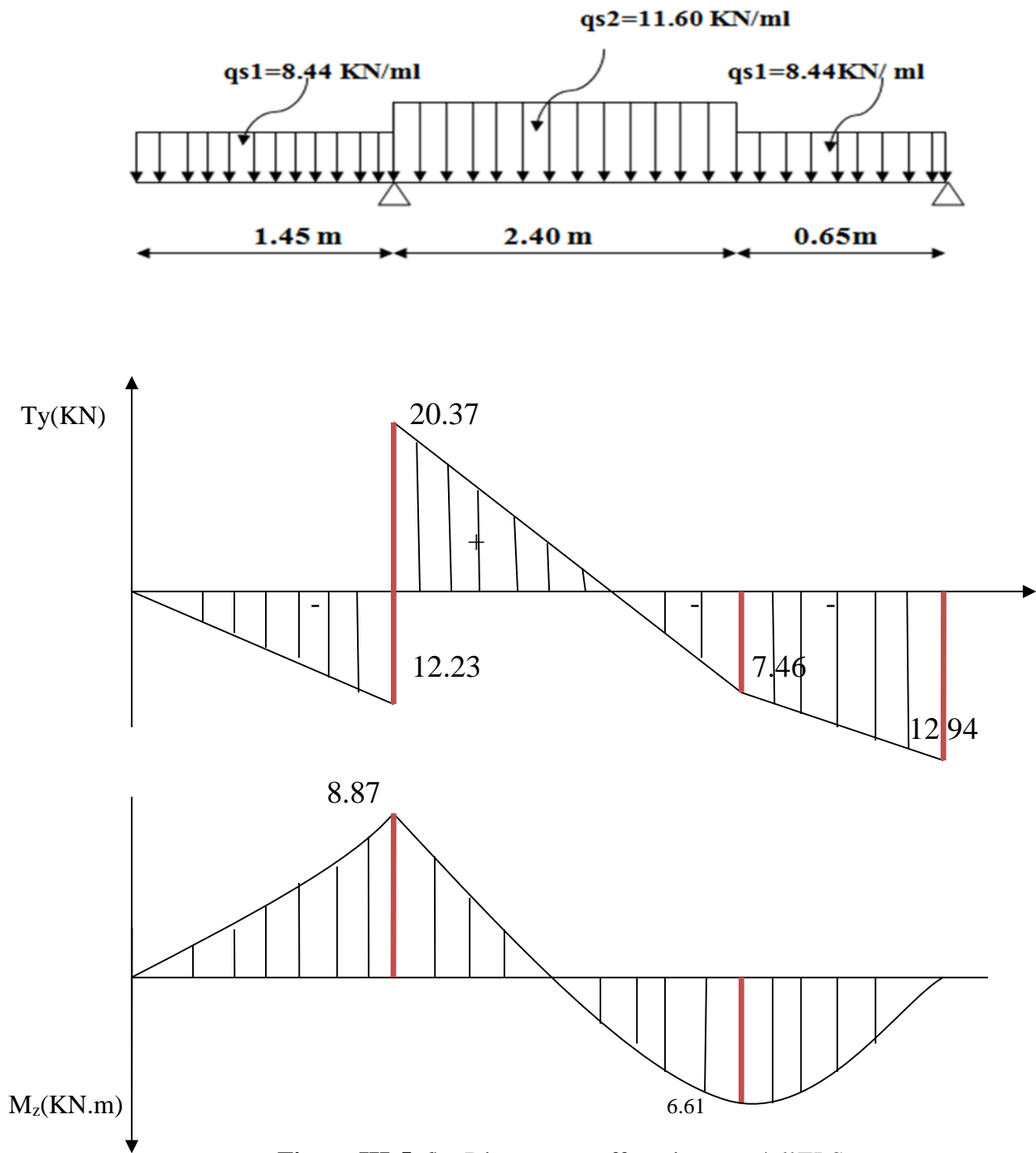


Figure III-5-6) : Diagramme efforts internes à l'ELS.

III-5-9) vérification a l'ELS :**A. Etat limite d'ouverture des fissures / BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

B. Etat limite de compression de béton / BAEL91modifié99 (Art. A.4.5,2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

En travée : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 17.14 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 18} \times 100 = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.264 \\ \beta = 0.912 \end{cases} ; k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.140 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 184.797 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.023 \times 184.797 = 4.419 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :** $A_{sa} = 4.52 \text{ cm}^2$; $M_a = 8.87 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_a}{b \times d} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 16} \times 100 = 0.283$$

$$\rho_1 = 0.283 \Rightarrow \begin{cases} K1 = 44.52 \\ \beta1 = 0.916 \end{cases}$$

✚ **Dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.87 \times 10^3}{0.916 \times 16 \times 4.52} = 133.89 \text{ MPa}$$

$$1.33.89 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Dans le beton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{133.89}{44.52} = 3 \text{ MPa}$$

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

Conclusion

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

C. Etat limite de déformation BAEL91modifié99 (Art B.6.8,424)

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

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad A_t \leq \frac{4.2b_0 \cdot d}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \right\rangle$$

$$\frac{18}{450} \geq \frac{1}{16} = 0.04 < 0.062 \quad \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche

$$f = \frac{5q_s l^4}{384 \cdot E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

M_s : Moment flechissant maximal a l'ELS.

$$E_v : \text{module de déformation différé.} \Rightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.866$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15(V_2 - c)^2 A_t$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

S_{xx} : Moment statique par rapport à l'axe xx , tel que :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

Donc :

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$$B_0 = bh + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 3.14 = 1847.1 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 16 = 16953.6 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{16953.6}{1847.1} = 9.17 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow V_2 = h - V_1 = 18 - 9.17 = 8.83 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} ((9.17)^3 + (8.83)^3) + 15 \times 3.14 \times (8.83 - 2)^2 = 50849.18 \text{ cm}^4$$

Au final :

$$f_v = \frac{5}{384} \times \frac{11.6 \times 3.05^4 \times 10^3}{10818.866 \times 50840.18 \times 10^{-2}} = 0.23 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{3.05}{500} = 0.61 \text{ cm}$$

➤ La flèche est vérifiée.

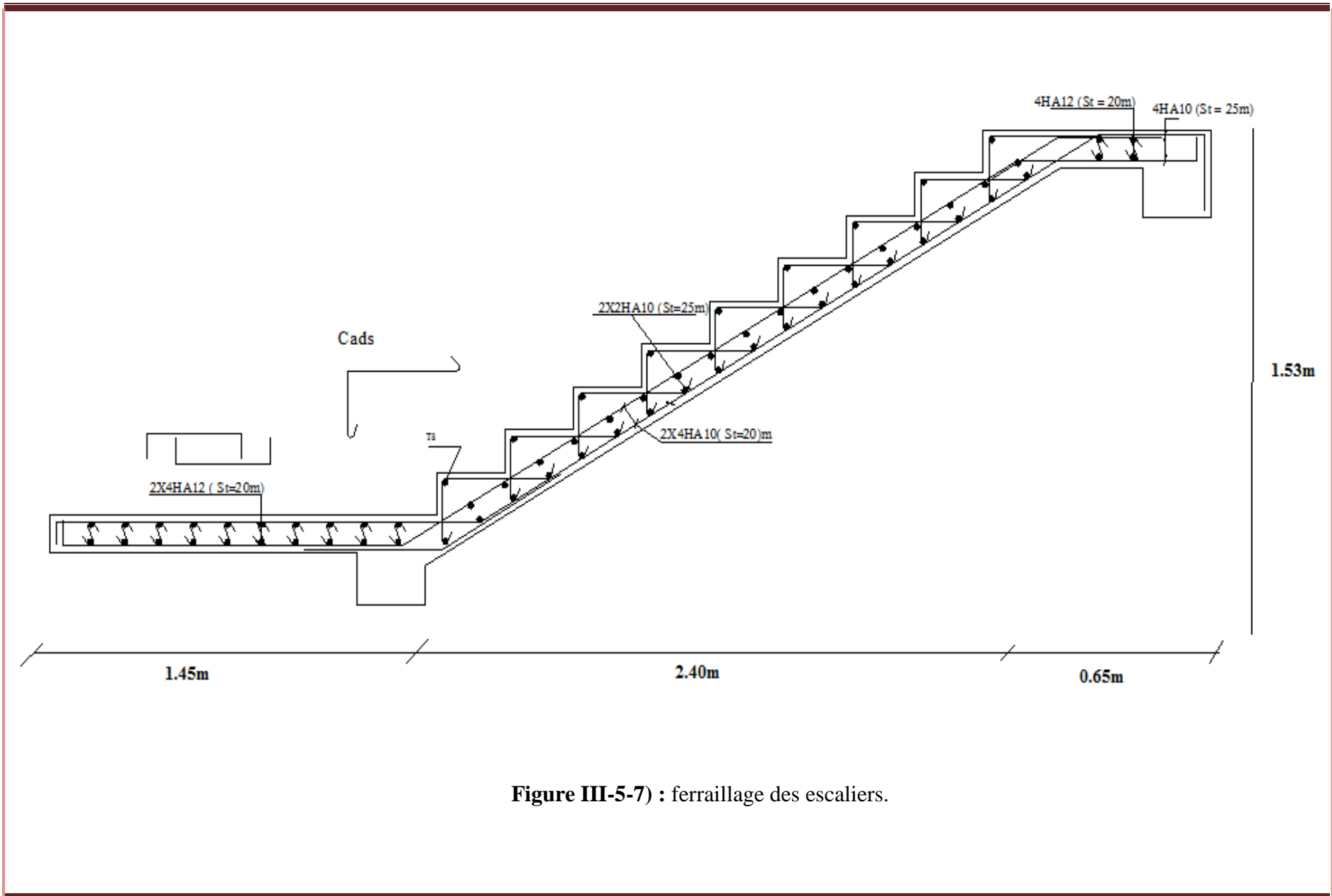


Figure III-5-7) : ferrailage des escaliers.

III-6) la poutre palière:

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux sa portée est de 2,90 m (longueur libre entre nus d'appuis).

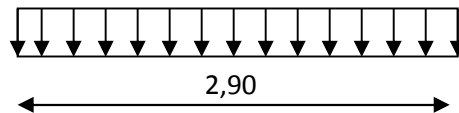


Figure III-6-1): Schéma de la poutre palière.

III-6-1) Pré-dimensionnements

- La hauteur **ht** est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{la hauteur de la poutre} \\ L : \text{la partie libre } L = 2,90 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$19,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

- On prend **ht = 30 cm**

- La largeur **b** est donnée par la relation suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

- On prend **b = 30 cm**

III-6- 2) Recommandations du RPA (Art 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 3 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

- Notre poutre a pour dimensions $(b.h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III-6-3) Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière:

- Poids propre de la poutre: $G = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_B = 45,26 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_B = 32,61 \text{ KN/ml}$

III-6-4) Calcul à l'état limite ultime:

Poids propre de la poutre à l'ELU $q_{PP} = 1,35.G = 1,35 \times 2,25 = 3,04 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELU : $R_B = 45,26 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 3.04 + 45.26 = 48,3 \text{ KN/ml}$$

a) Réaction d'appuis:

$$R_A = R_B = \frac{q \times L}{2} = \frac{48.3 \times 2.90}{2} = 70.03 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants :

$$T_y = -48.3x + 70.03 \quad \left\{ \begin{array}{l} X = 0 \longrightarrow 70.03 \text{ KN} \\ X = 2.9 \longrightarrow -70.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Moments fléchissant :

$$M = q_u \times \frac{L^2}{8} = 48.3 \times \frac{2.9^2}{8} = 50.77 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

- $M_{\text{travées}} = 0,85. M_0 = 0,85 \times 50,77 = 43.15 \text{ kN.m}$
- $M_{\text{appuis}} = -0,3. M_0 = -0,3 \times 50,77 = -15.23 \text{ kN.m}$

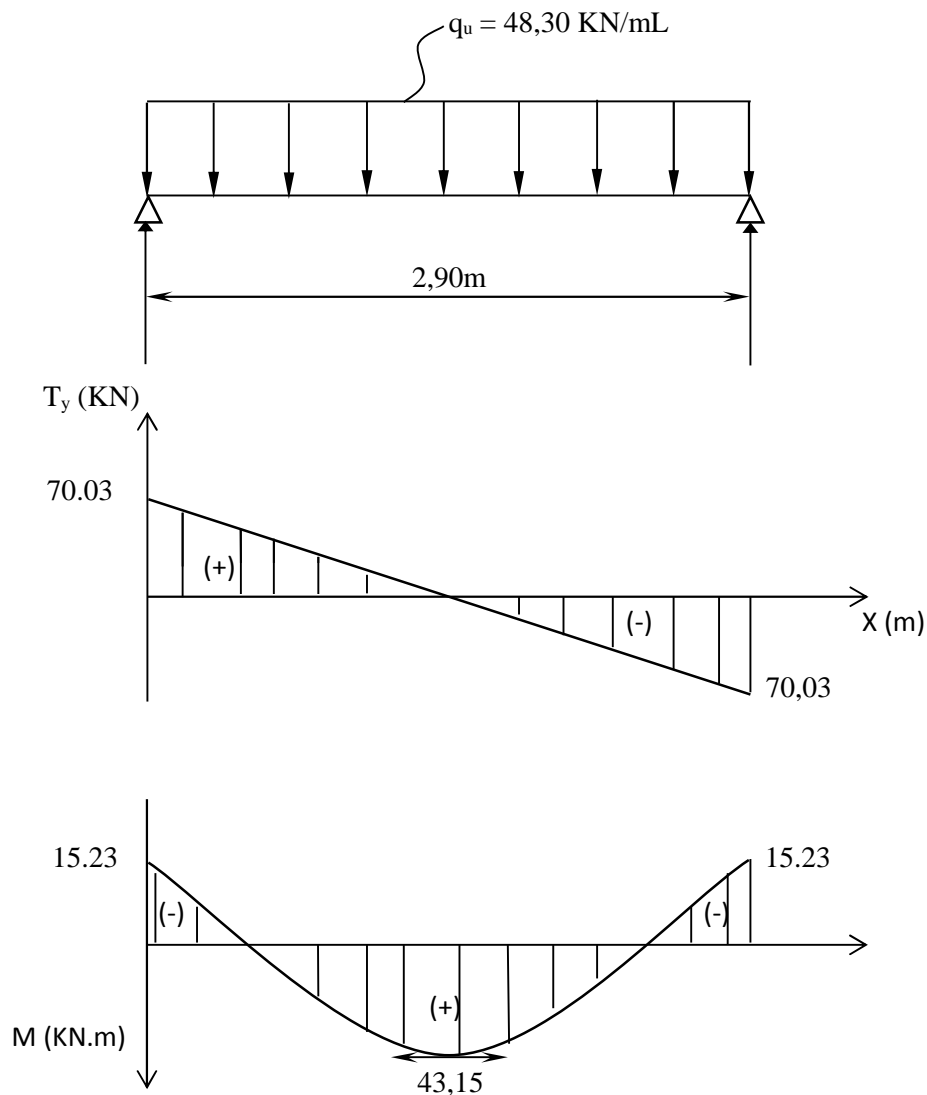


Figure III-6-2): Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU

1) Calcul des armatures

❖ Aux appuis :

$h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,23 \times 10^6}{300 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,045 < \mu_1 = 0,392.$$

➤ $0,045 < 0,392 \longrightarrow$ SSA

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{ap}=0$

$$u = 0.045 \longrightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.23 \times 10^6}{0.976 \times 280 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2.$$

➤ On adopte : **3HA12 = 4.62 cm²** .

❖ **Aux travées :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{43.15 \times 10^6}{300 \times 280^2 \times 14.2} = 0.129 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{ap}=0$

$$u = 0.129 \longrightarrow \beta = 0.930$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{43.15 \times 10^6}{0.930 \times 280 \times 348} = 4.76 \text{ cm}^2.$$

➤ On adopte : **5HA12 = 5.65 cm²** .

2) Vérification à l'ELU:

🔲 **Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2,1):**

$$A_{\min} = 0.23 b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > 1,01 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1,19 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée

🔲 **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis**

(B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1):

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{ Avec: } U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{70.03 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3,14 \times 5 \times 12} = 1.47 \text{ MPa.}$$

$$\checkmark \tau_{se} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2):

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec } \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4,2,853} = 42 \text{ cm. On prend : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse l'épaisseur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91/99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm. on prend : } L_c = 25 \text{ cm.}$$

✚ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

a) influence sur le béton (Art. A.5.1.3, 21 / BAEL91) :

$$T_u = \frac{0,4 \times f_c \times 28 \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,3 \times 0,28 \times 10^3}{1,5} = 504 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} \leq T_u$$

$$\checkmark 70.03 \text{ KN} < 504 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales *

(Art. A.5.1.3, 313 / BAEL91)

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left(70,03 \times 10^3 + \frac{-15,23 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 27,58 \text{ mm}^2$$

$$\checkmark A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✚ Calcul des armatures transversales :

1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91):

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35} ; \frac{b}{10} \phi \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right)$$

$$\phi_t \leq \min (8.57; 30 ; 12)$$

$$\phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \Rightarrow \text{On opte pour une section d'armature 2HA8} \Rightarrow A_{\text{adop}} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

2) Espacement des armatures transversale (Art A.5, 22/BAEL91):

$$S_t \leq \min\{0.9x d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm} .$$

$$\triangleright S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):

1) Zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi \right\} = \min\{7,5 \text{ cm}; 19.2 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}.$$

2) Zone courante (travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} . \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} .$$

3) Vérification à l'ELS :

a) combinaison de charge:

$$\text{Poids propre de la poutre: } G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN /ml}$$

$$\text{Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : } R_A = 32,61 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul à l'état limite de service :

$$\text{Poids propre de la poutre à l'ELU } q_{pp} = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 2.25 = 3,037 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction de la poutre à l'ELS : } R_A = 32,61 \text{ KN/m}$$

$$q_s = q_{pp} + R_A$$

$$\rightarrow q_s = 35.64 \text{ KN/ml}$$

- **Réaction d'appuis:**

$$R_B = R_A = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{35.64 \times 2.90}{2} = 51.67 \text{ KN.}$$

- **Efforts tranchants :**

$$T_y = -35.64(x) + 51.67 \quad \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 51.67 \text{ KN.} \\ x = 3,15\text{m} \rightarrow T_y = -51.67\text{KN.} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q_s}{8} \cdot l^2 = \frac{35.64 \times 2.9^2}{8} = 37.46 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M \text{ travées} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 37.46 = 31.84 \text{ kN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 37.46 = -11.23 \text{ kN.m}$$

Diagrammes des efforts internes à l'ELS:

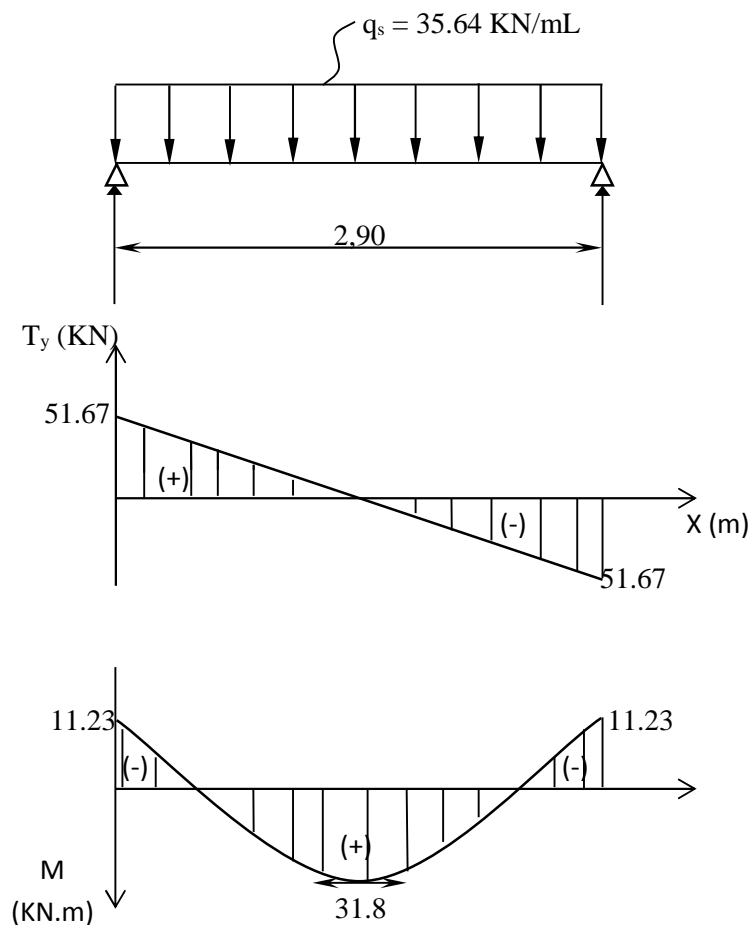


Figure III-6-3) : Diagrammes des efforts internes

🔧 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 28} = 0.67 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.880 \quad ; \quad k_1 = 26.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{31.8 \times 10^3}{0.880 \times 28 \times 5.65} = 228.42 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{228.42}{26.67} = 8.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 4.62 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 28} = 0.55 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.889 \quad ; \quad k_1 = 30.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{11.23 \times 10^3}{0.889 \times 28 \times 4.62} = 97.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{97.65}{30.04} = 3.30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{290} = 0,120 > \frac{1}{16} = 0,062$condition vérifiée.
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{35}{290} = 0,120 > \frac{32,30}{10.38} = 0,085$condition vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{30 \times 28} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

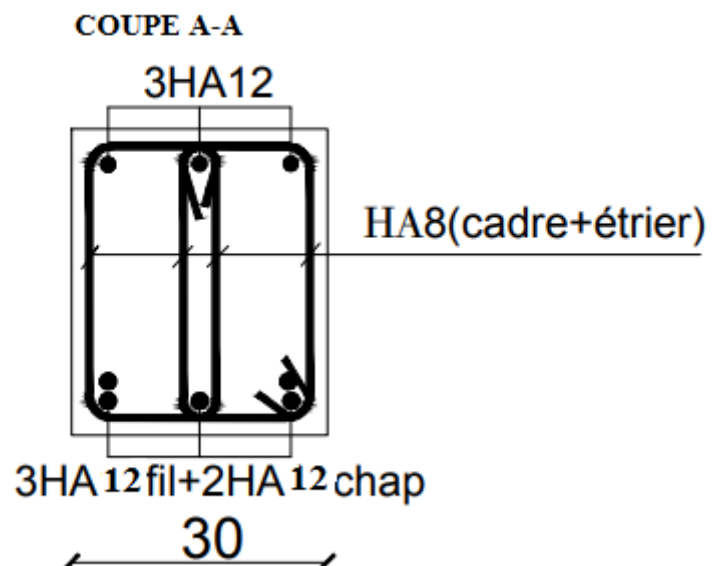
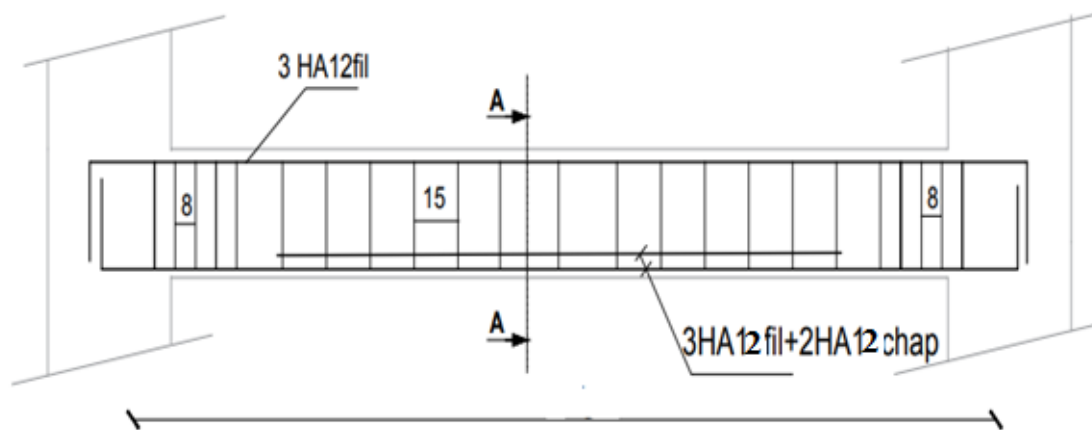


Figure III-6-4) : Ferrailage de la poutre palière

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qui est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF).

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

Concept de base de la MEF :

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).

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-1) Etapes de modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

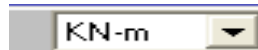
- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
- ✓ Dessin de la structure
- ✓ Définition des charges et surcharges (G 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.

❖ La modélisation

Etape 1:

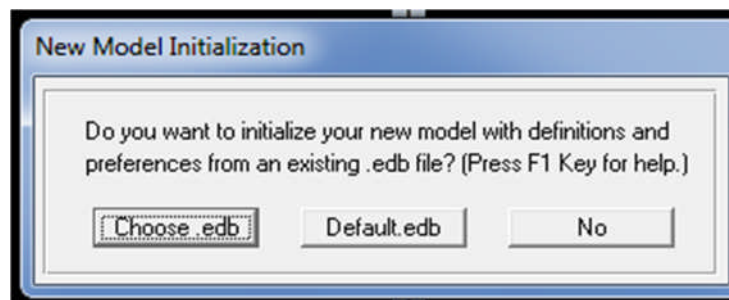
❖ *Choix des unités :*

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**)

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 6

Number Lines in Y Direction: 3

Spacing in X Direction: 4

Spacing in Y Direction: 4

Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories: 11

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 2.89

Custom Story Data Edit Story Data...

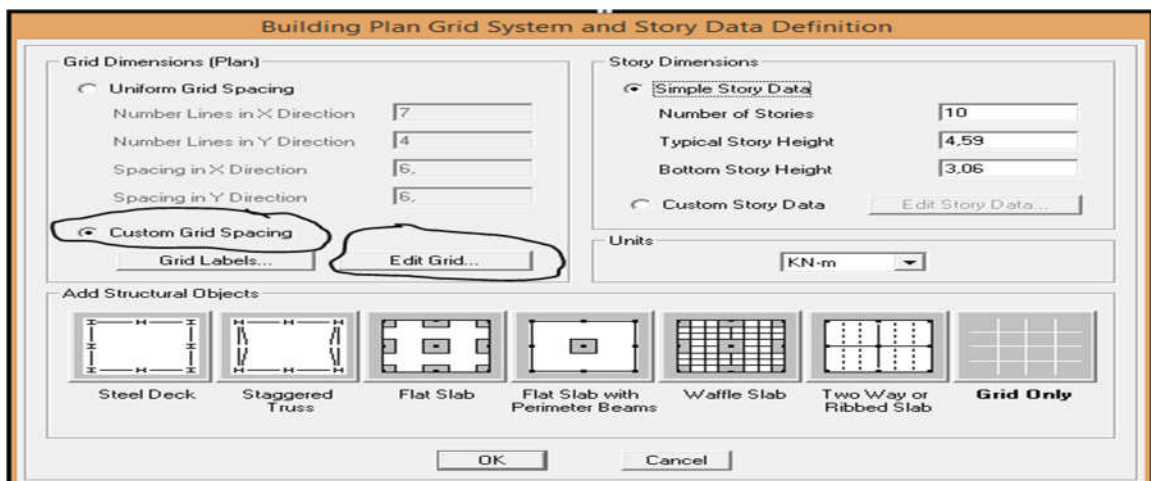
Units: KN-m

Add Structural Objects

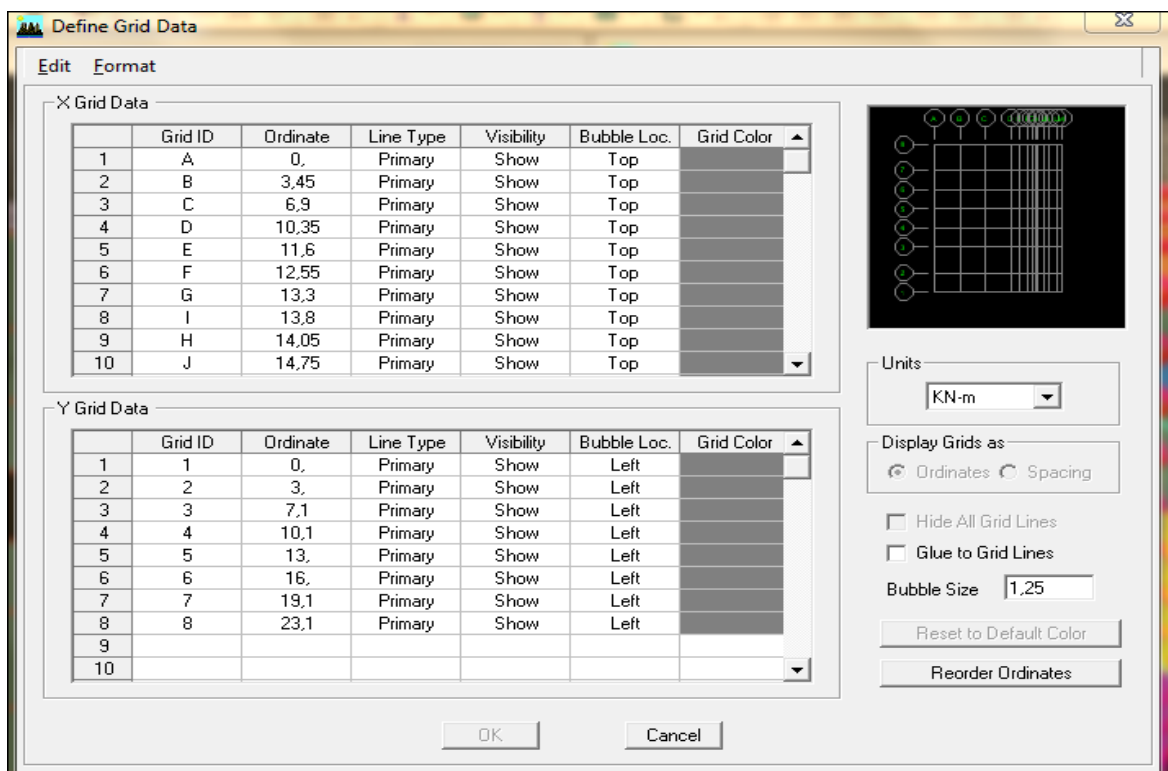
Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

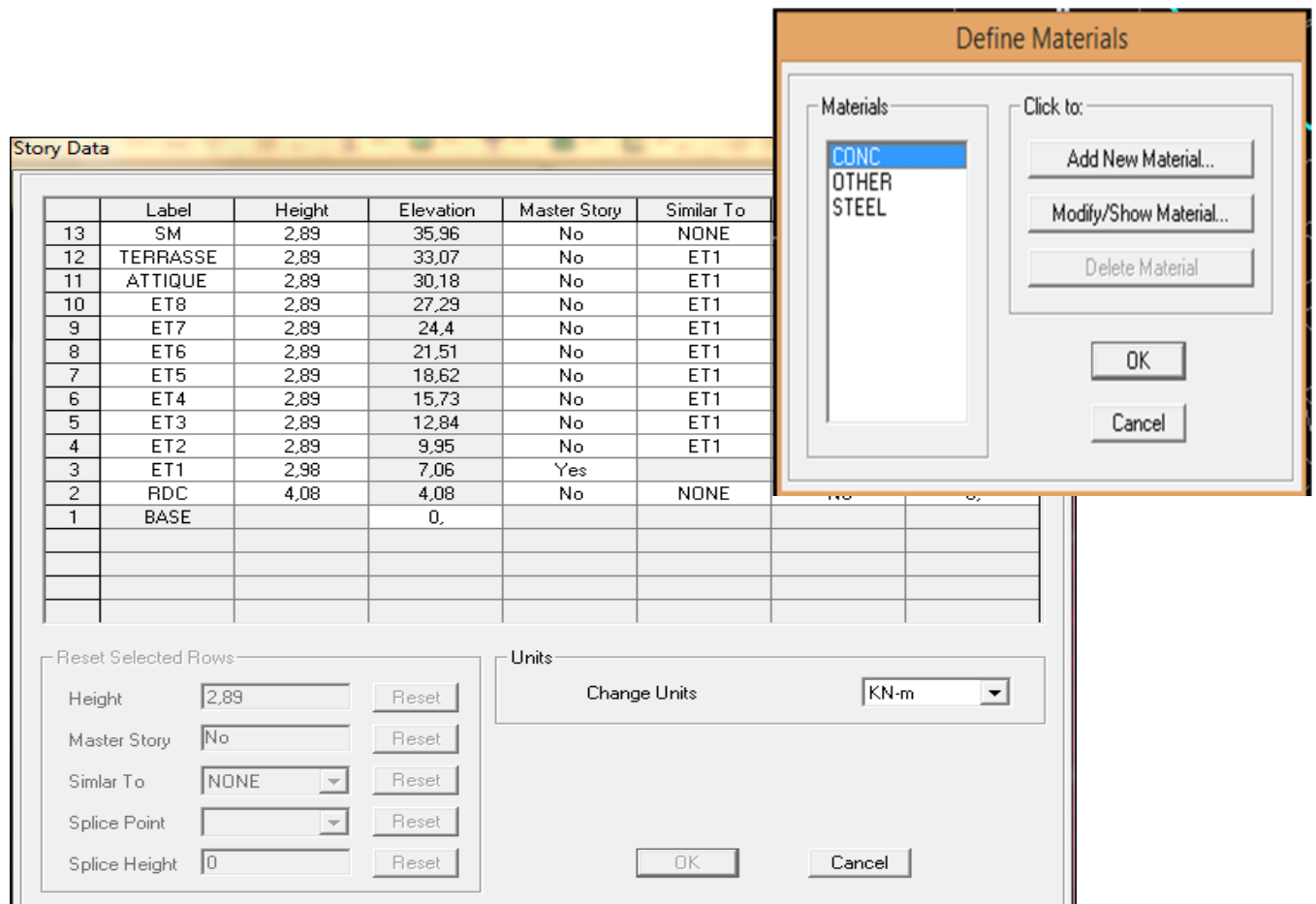


Ca donne cette fenêtre :



Ok → Ok

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment



Etape 2:

❖ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:



On clique sur **Define** puis **Material proprietes** au en utilisant le raccourci suivant

Nous sélectionns 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 :

Material Property Data

Material Name: B25

Display Color: Color (Cyan)

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	25000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

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 ».

Material Property Data

Material Name: B25

Display Color: Color (Blue)

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

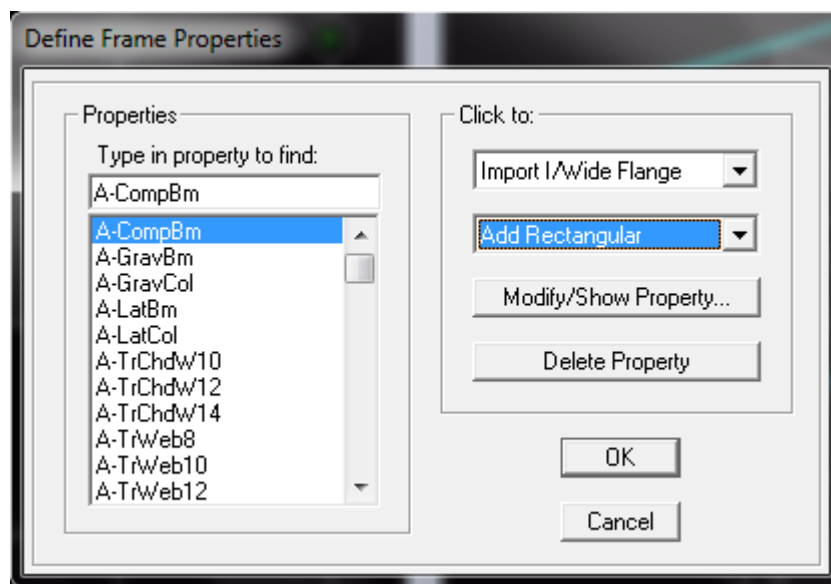
OK Cancel

Etape 3 :

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, Poutres, dalles,...), Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

a. Poteaux :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant

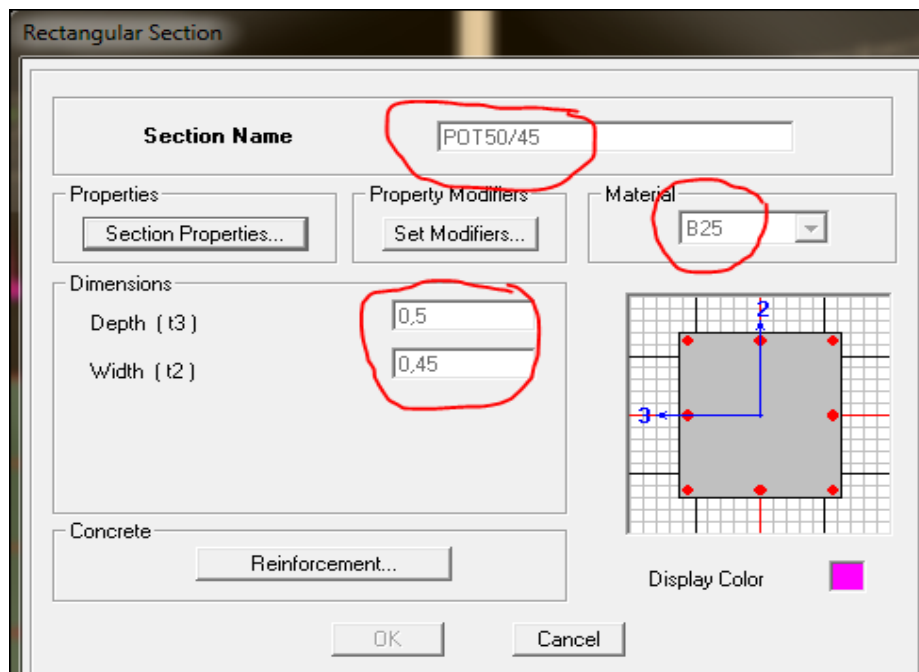


Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profils des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur **delete property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** (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).

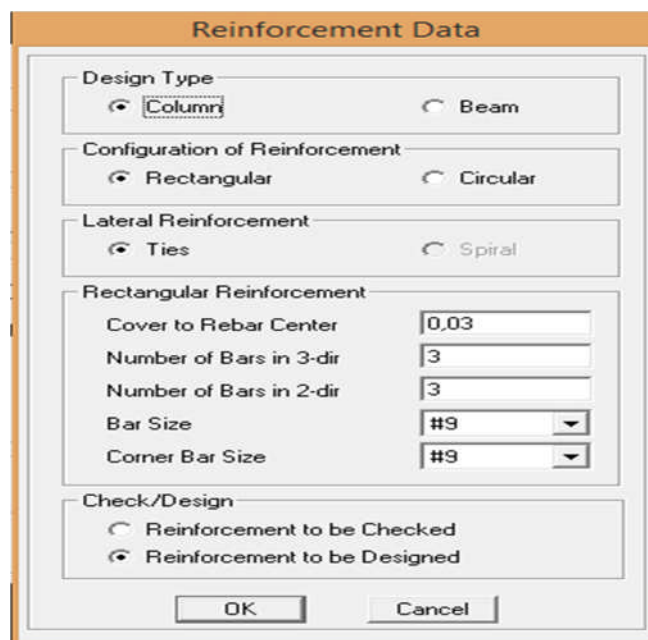
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name**
- choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **width**



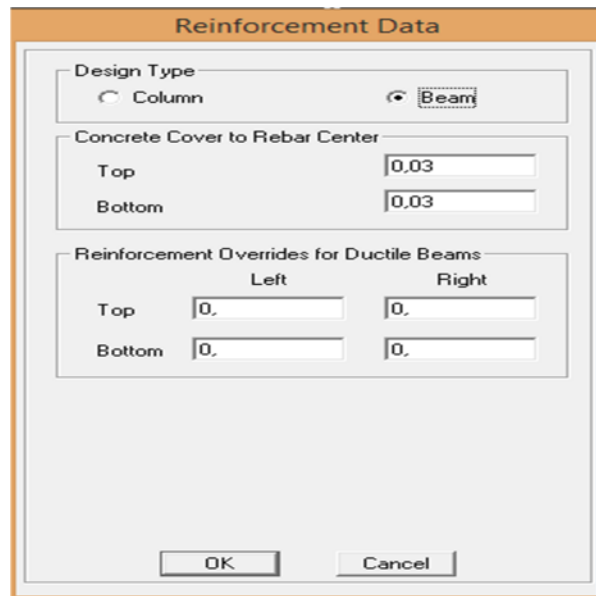
On fait les mêmes étapes pour toutes les autres sections (P45/40, P40/35)

Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures



b. Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :

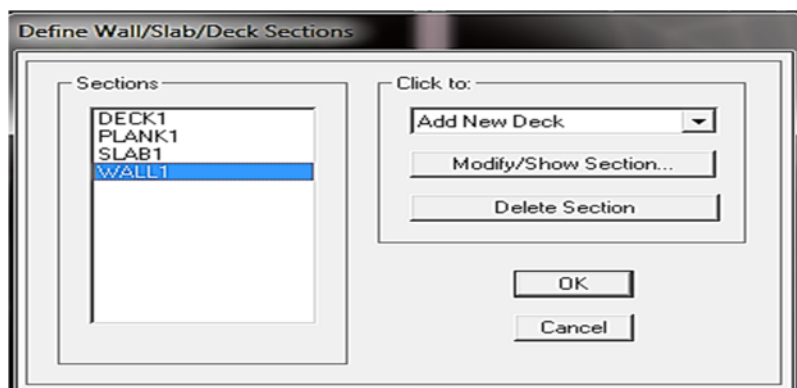


The image shows a dialog box titled "Reinforcement Data". It has three main sections. The first section, "Design Type", has two radio buttons: "Column" (unselected) and "Beam" (selected). The second section, "Concrete Cover to Rebar Center", has two input fields: "Top" with the value "0,03" and "Bottom" with the value "0,03". The third section, "Reinforcement Overrides for Ductile Beams", has four input fields arranged in a 2x2 grid. The columns are labeled "Left" and "Right", and the rows are labeled "Top" and "Bottom". All four input fields contain the value "0.". At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

c. Eléments plaques :

Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

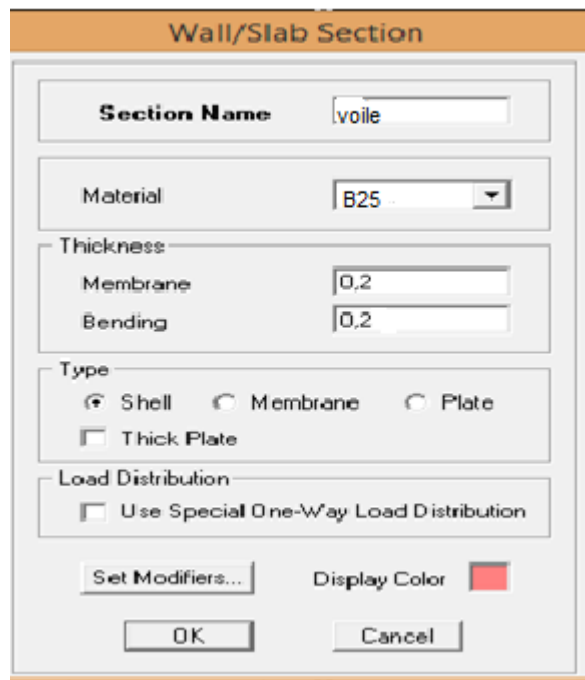
On choisit le menu **Define** et **wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant  .



The image shows a dialog box titled "Define Wall/Slab/Deck Sections". It has two main sections. The first section, "Sections", is a list box containing the items "DECK1", "PLANK1", "SLAB1", and "WALL1", with "WALL1" selected and highlighted in blue. The second section, "Click to:", contains a dropdown menu with "Add New Deck" selected, and three buttons: "Modify/Show Section...", "Delete Section", and "OK". At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

1-Définition des voiles :

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



Wall/Slab Section

Section Name: voile

Material: B25

Thickness:

Membrane: 0,2

Bending: 0,2

Type:

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution:

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

2-Les dalles Plaines et le plancher :

Define → Wall /slab/deck section → Add New Slab et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle



Section Name: DP

Material: B25

Thickness:

Membrane: 0,15

Bending: 0,15

Type:

Shell Membrane Plate

Thick Plate

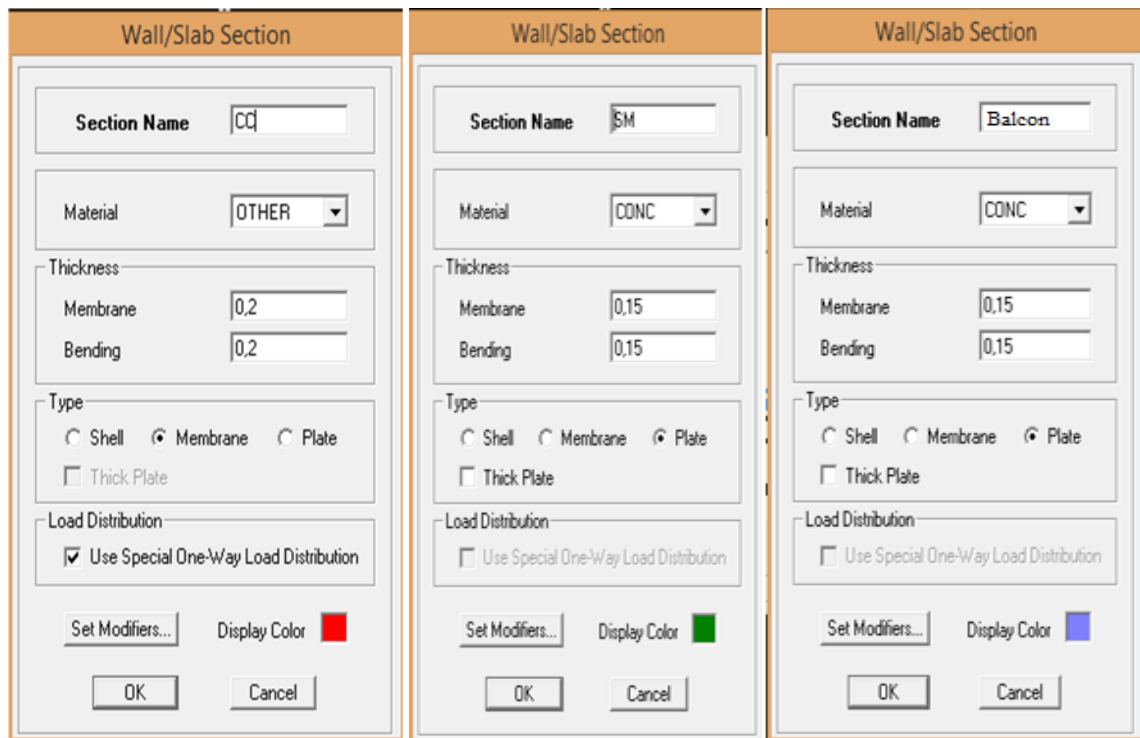
Load Distribution:

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: ■

OK Cancel

C'est la même étape pour la salle machine, les balcons et le plancher



Étape 3 :

1-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 

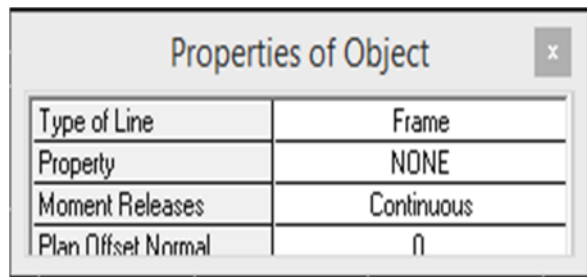
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot **50/45** par exemple) on valide.


Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

❖ *Pour la poutre :*

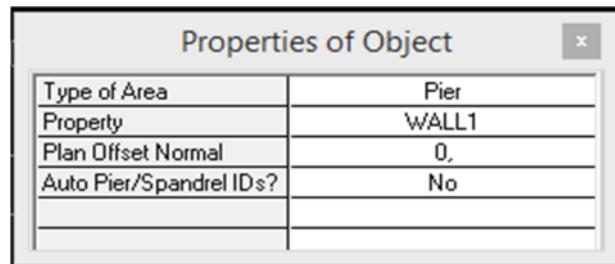
On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Create Liens in Region or at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant 

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.

❖ *Pour les voiles :*

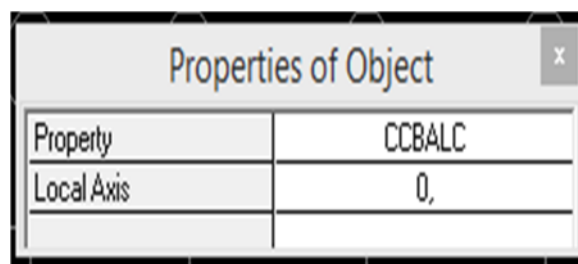
On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Draw Liens* au en utilisant le raccourci suivant 

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**Voile** 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 

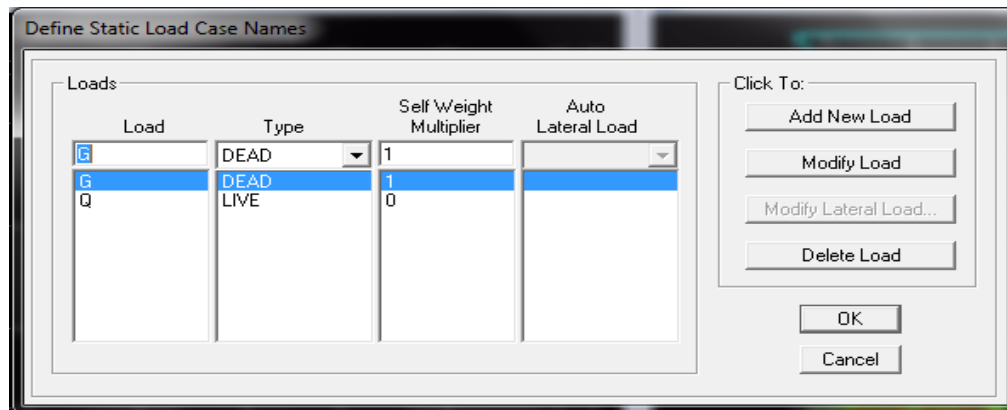
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.



2-Définition des charges et surcharges (G et Q)

❖ Charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Statische 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**.

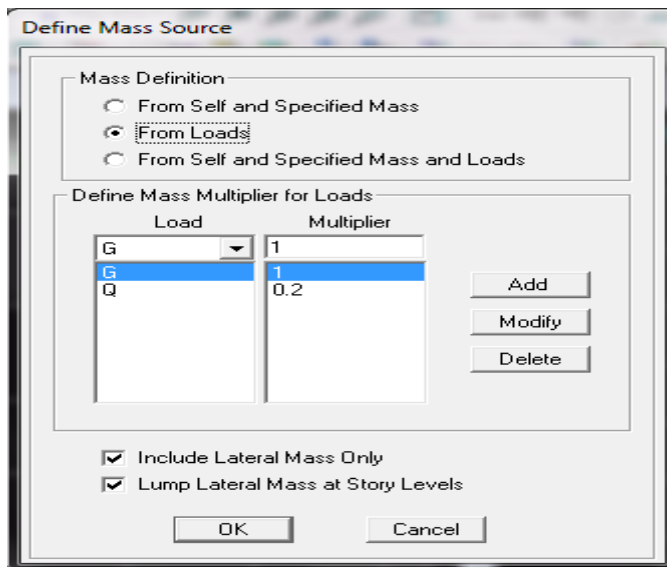
❖ Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **Define** puis **masse source** au en utilisant le raccourci suivant 


Une fenêtre sera apparaître

- On donne la valeur 1 pour la charge Permanente.
- On donne la valeur 0,2 pour la charge Surcharge.

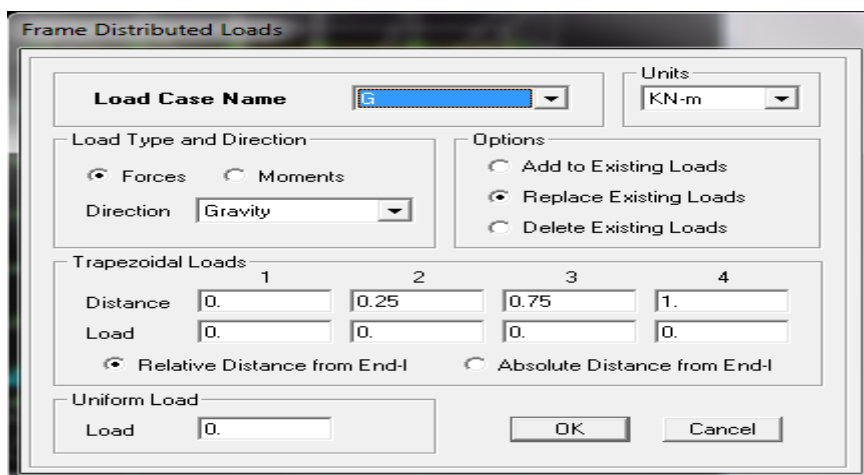


3-Chargement :


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 

Etape 4 :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce Spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de Liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

➤ Données à introduire dans le logiciel

 **Zone sismique et le Groupe d'usage :**

Zone A, Groupe d'usage 2 → **A=0.15** du RPA 2003)

 **Coefficient de comportement R:**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

R = 3.5 (Voile porteur)

 **Site :**

Site : **S3 site meuble**

 **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement,

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

- la redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

- la régularité en plan,

La structure est classée non régulière en plan

- La régularité en élévation,
- Contrôle de la qualité des matériaux,
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

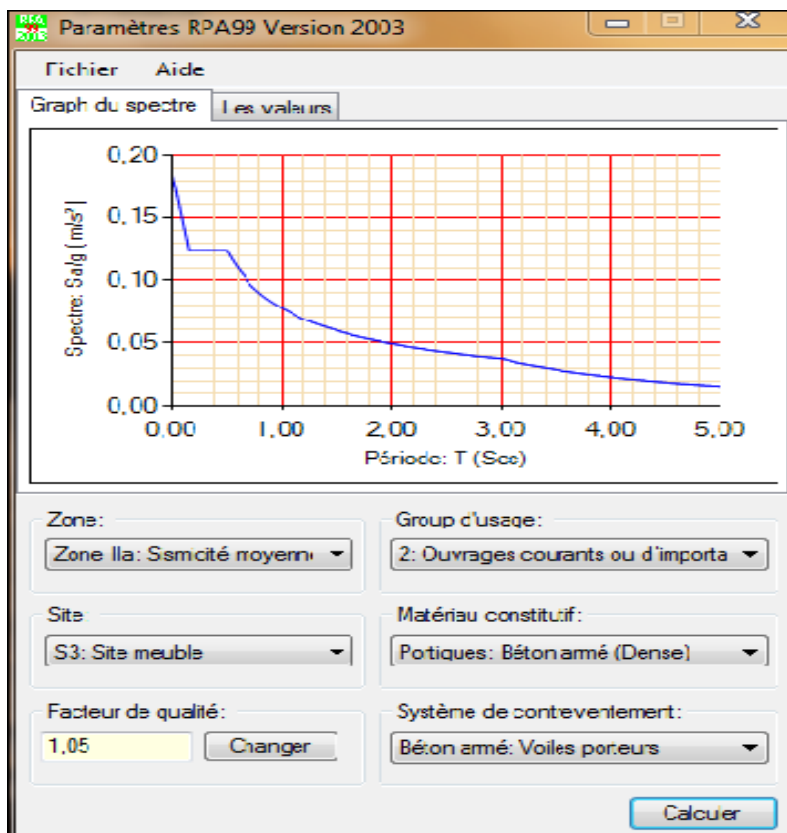
La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

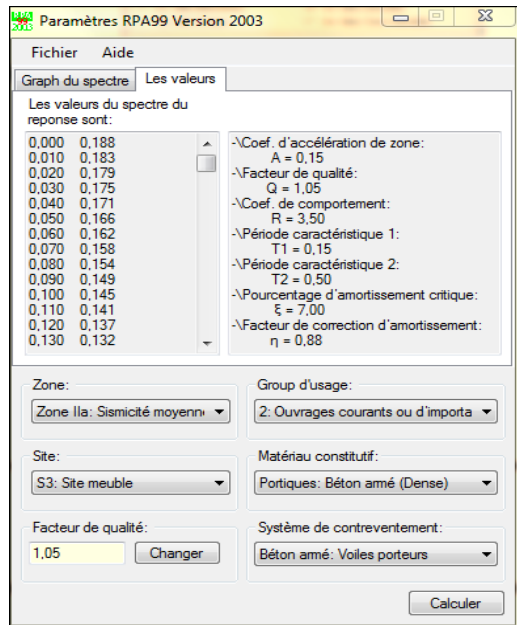
Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	observé	0
Redondance en plan	observé	0
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
		Q = 1.05

Tableau. IV.1 : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,05**
En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

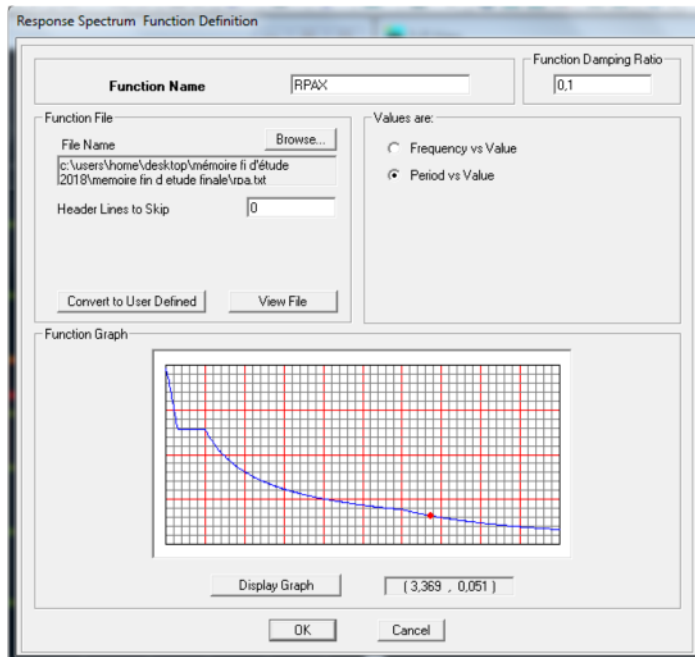


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

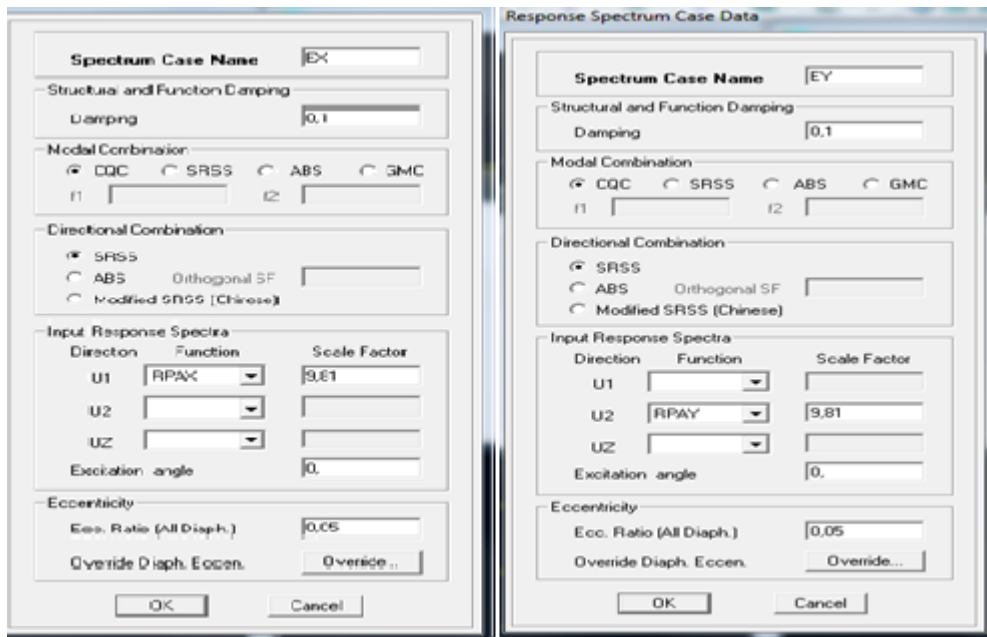
Define → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



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.**

Et on les remplit comme il est dans les fenêtres ci-dessous :



Etape 5:

Introduction des combinaisons d'action. Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont

Combinaisons aux états limites :

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

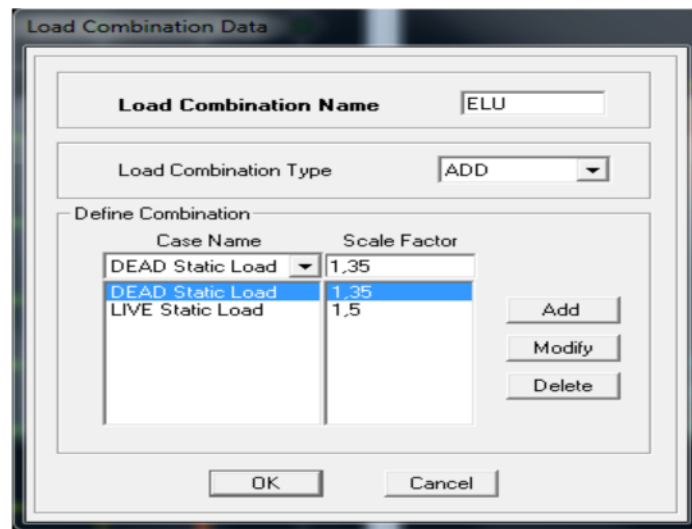
Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

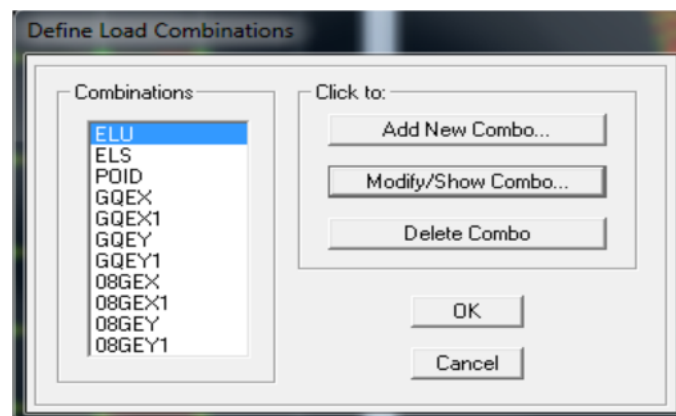
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \longrightarrow **Loads Combinaisons** \longrightarrow **Add New Combo**

Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

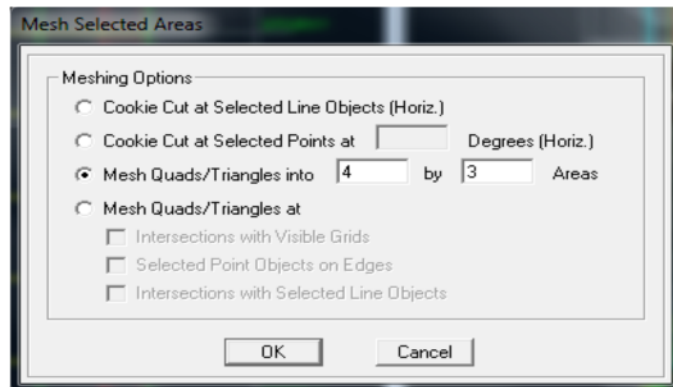



Etape 6:


Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines
Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :
Sélectionnez tout les voiles et les balcons

Edit → **Mesh Areas**

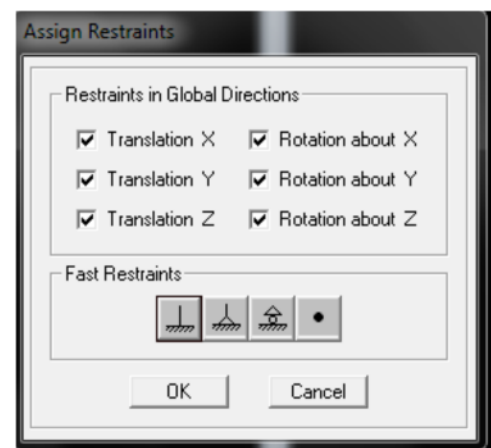
Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit

**Etape 7:**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône . La fenêtre ci-après s'affichera :

On clique sur l'icône de l'encastrement 

et tous les nœuds seront encastrés

**Etape 8:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les Nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par ETABS. On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Assign → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**

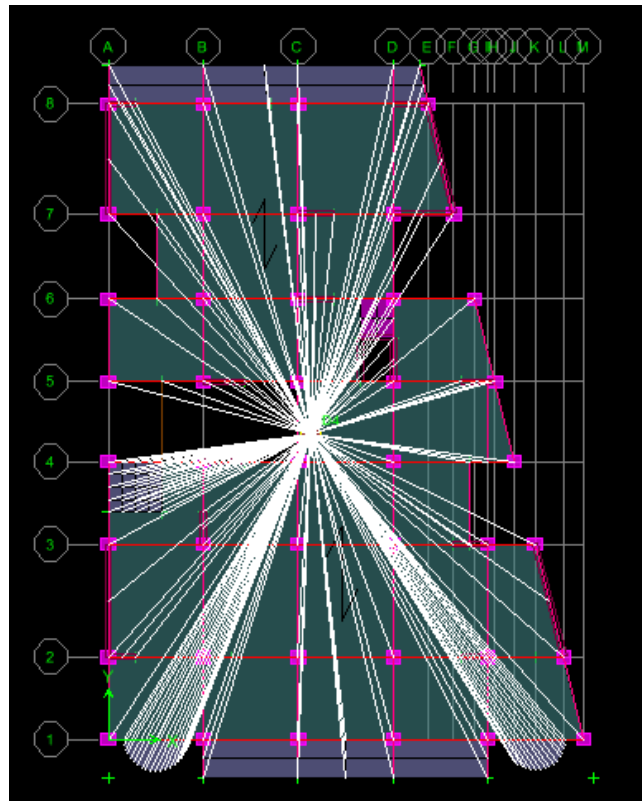


Figure IV-1) : Diaphragme

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

Etape 9 :

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :
Analyze → **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

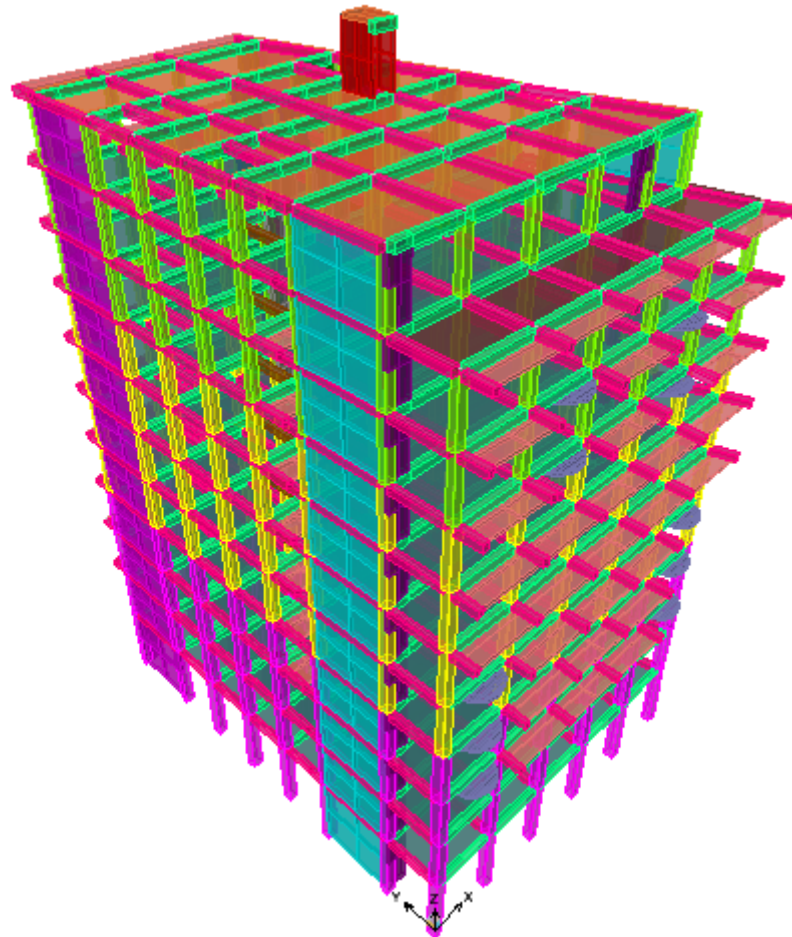


Figure IV-2) : modèle finale de notre structure

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.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification de la période
- 2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- 3) Vérification de la participation de la masse modale
- 4) Justification du système de contreventement
- 5) Vérification des déplacements relatifs
- 6) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 7) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 8) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)
- 9) Vérification de l'effort normal réduit

V-1) Vérification des exigences du RPA :

1) Vérification de la période empirique

❖ Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- **h_N**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- **C_T**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (35,96)^{3/4} = 0,73 \text{ s}$$

❖ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0,95 \text{ s}$$

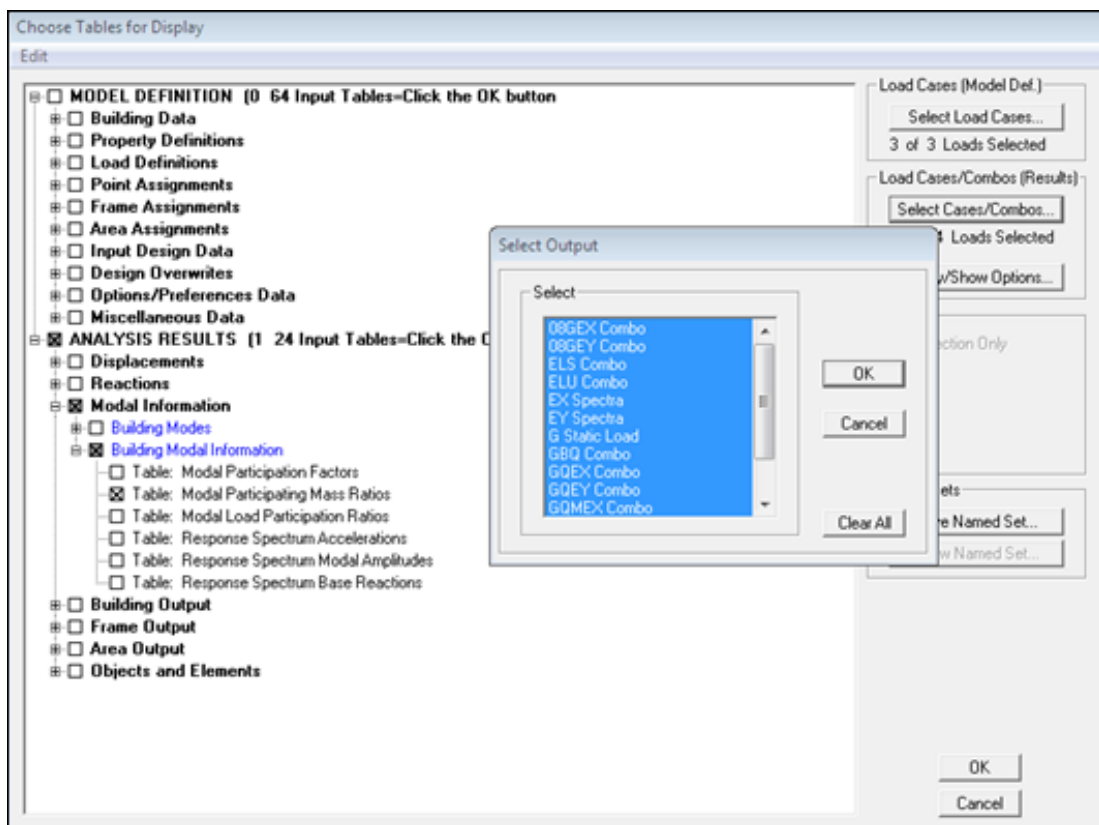
❖ Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**
 → **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

	Mode	Period
▶	1	0,883345
	2	0,716337
	3	0,703768
	4	0,273272
	5	0,188357
	6	0,172985
	7	0,141465
	8	0,089522
	9	0,083813
	10	0,076580
	11	0,071069
	12	0,064009
	13	0,060572
	14	0,051348
	15	0,047509
	16	0,046422
	17	0,046259

➤ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,73s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,95s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,88s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs et proche de celle majorée.....**La période est vérifiée**

2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (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.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$


Tel que :

{	CM : centre de masse.
{	CR : centre de rigidité.

❖ Excentricité calculé :

✚ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 18,05 = 0,90 \text{ m}$$

 Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 25,95 = 1,30 \text{ m}$$

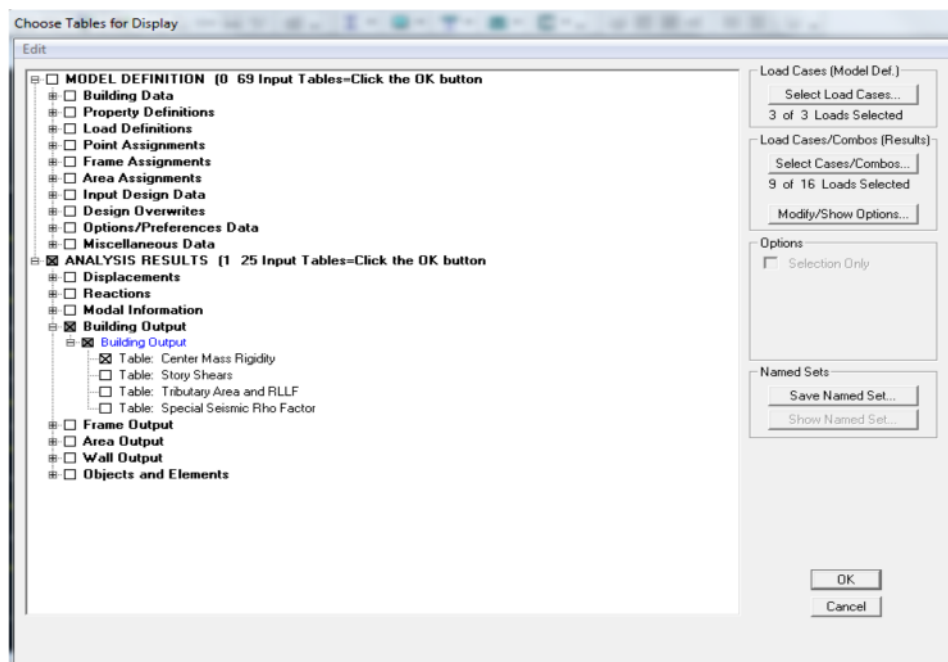
❖ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results —→ **building output** —→ **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit —→ **copy** —→ **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

Story	XCCM	XCR	XCCM-XCR	5%LX	OBS	YCCM	YCR	YCCM-YCR	5%LY	OBS
SOUS-SO	7,255	6,921	0,334	0,9	CV	11,306	15,917	-4,611	1,3	CNV
ET1	7,625	6,972	0,653	0,9	CV	11,384	15,543	-4,159	130	CNV
ET2	7,42	7,079	0,341	0,9	CV	11,164	14,94	-3,776	130	CNV
ET3	7,396	7,157	0,239	0,9	CV	11,28	14,395	-3,115	130	CNV
ET4	7,4	7,204	0,196	0,9	CV	11,182	13,977	-2,795	130	CNV
ET5	7,544	7,233	0,311	0,9	CV	10,447	13,63	-3,183	130	CNV
ET6	7,437	7,245	0,192	0,9	CV	10,859	13,338	-2,479	130	CNV
ET7	7,429	7,244	0,185	0,9	CV	10,977	13,093	-2,116	130	CNV
ET8	7,425	7,225	0,2	0,9	CV	11,175	12,901	-1,726	130	CNV
ATTIQUE	7,479	7,194	0,285	0,9	CV	10,902	12,745	-1,843	130	CNV
TERRASSE	7,125	7,162	-0,037	0,9	CV	13,075	12,674	0,401	130	CV
SM	9,794	9,727	0,067	0,9	CV	13,854	14,951	-1,097	130	CV

Tableau V-1) : Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage dans le sens (x x) et non pas vérifier pour chaque étage dans le sens (y y) **L'excentricité n'est pas vérifiée.**

3) Vérification 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.

✚ Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

❖ Détermination de la participation de la masse modale

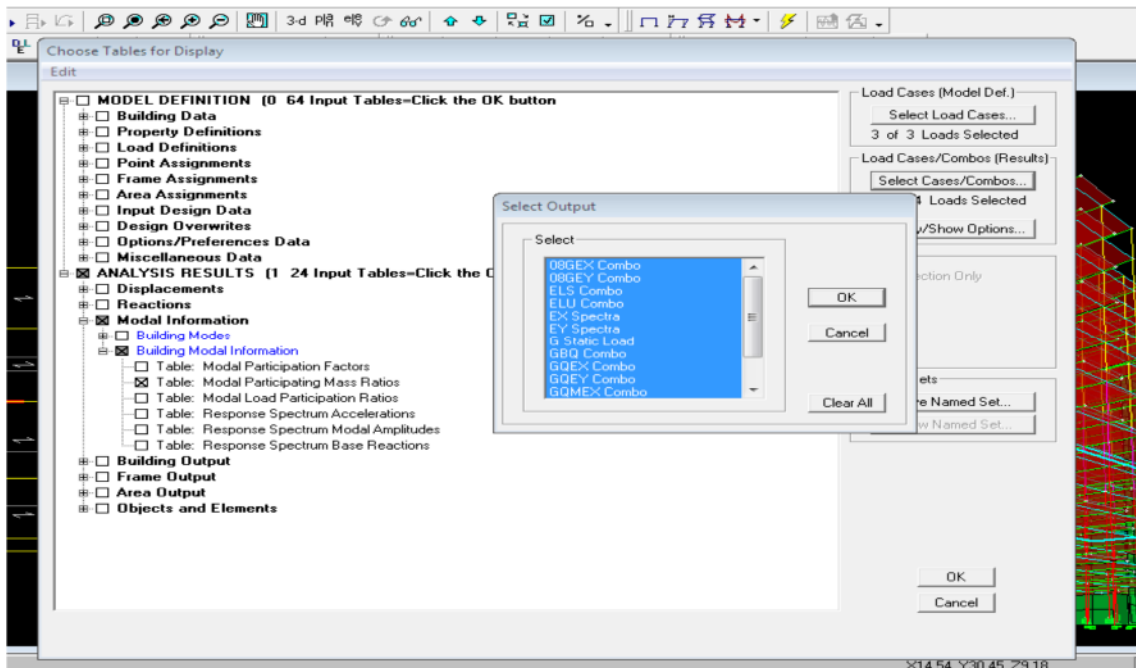
On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**
 → **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s’afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,842117	65,1345	2,5927	0,0000	65,1345	2,5927	0,0000	3,470	
2	0,692355	2,2674	66,8568	0,0000	67,4019	69,4495	0,0000	94,996	
3	0,670705	9,5984	0,0003	0,0000	77,0003	69,4498	0,0000	0,000	
4	0,260337	11,0918	0,2950	0,0000	88,0920	69,7448	0,0000	0,009	
5	0,176613	1,4274	0,0166	0,0000	89,5194	69,7614	0,0000	0,001	
6	0,167183	0,2139	18,6773	0,0000	89,7333	88,4387	0,0000	1,228	
7	0,134363	4,4633	0,0691	0,0000	94,1966	88,5078	0,0000	0,002	
8	0,084454	1,0485	0,0602	0,0000	95,2451	88,5681	0,0000	0,000	
9	0,079480	1,6530	0,0003	0,0000	96,8981	88,5684	0,0000	0,000	
10	0,073994	0,0743	6,5001	0,0000	96,9724	95,0685	0,0000	0,238	
11	0,058867	0,8926	0,0174	0,0000	97,8650	95,0859	0,0000	0,000	
12	0,048515	0,6550	0,0041	0,0000	98,5200	95,0900	0,0000	0,000	
13	0,045651	0,0235	0,0013	0,0000	98,5436	95,0913	0,0000	0,000	
14	0,044807	0,0107	2,7011	0,0000	98,5543	97,7924	0,0000	0,034	
15	0,042350	0,4109	0,0078	0,0000	98,9652	97,8002	0,0000	0,000	
16	0,034434	0,3778	0,0219	0,0000	99,3430	97,8221	0,0000	0,000	
17	0,033113	0,1026	0,0087	0,0000	99,4456	97,8308	0,0000	0,000	
18	0,031895	0,0388	1,1104	0,0000	99,4744	98,0802	0,0000	0,010	

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	1	0,883345	64,0450	2,1126	0,0000	64,0450	2,1126
	2	0,716337	6,5555	11,0145	0,0000	70,6005	13,1270
	3	0,703768	6,7234	56,8422	0,0000	77,3239	69,9692
	4	0,273272	10,8143	0,3233	0,0000	88,1382	70,2925
	5	0,188357	1,6251	0,0134	0,0000	89,7633	70,3059
	6	0,172985	0,2485	18,4146	0,0000	90,0118	88,7206
	7	0,141465	4,5711	0,1068	0,0000	94,5829	88,8274
	8	0,089522	0,5456	0,0440	0,0000	95,1285	88,8714
	9	0,083813	1,9227	0,0001	0,0000	97,0512	88,8715
▶	10	0,076580	0,0760	6,5061	0,0000	97,1272	95,3776
	11	0,071069	0,0221	0,0005	0,0000	97,1493	95,3781
	12	0,064009	0,1796	0,0002	0,0000	97,3289	95,3782

Tableau V-2) : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 10^{ème} mode (modélisation)..... **La condition est vérifiée.**

4) Justification du système de contreventement

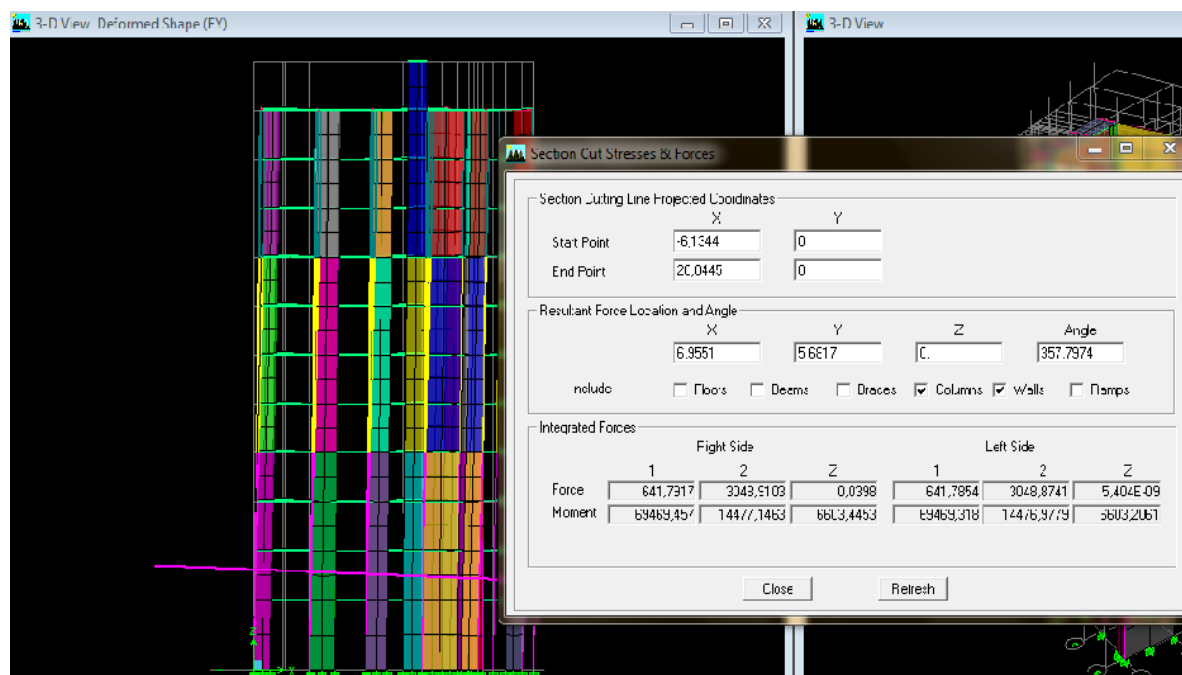
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci après :

Display —→ **show deformed Shape** —→ **Load: Ex spectra**

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw —→ **Draw section cut**



De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relver les valeurs sur la case (Force 2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘Poids’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z)

	Force reprises par les voiles et portiques		Force reprises par les voiles uniquement	
Unité	[KN]	[%]	[KN]	[%]
Sens Ex	2943.05	100	2229.64	75.76
Sens Ey	2012.35	100	1691.65	84.1
Poids	40660.46	100	10311.25	25.35

Tableau V-1): Pourcentage des charges verticales repris par les voiles.

Selon les résultats présentes dans le tableau ci-dessus, on remarque que :

Les voiles de contreventement reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et plus de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens

D'après l'article 3.4 du RPA99 qui classe le système de contreventement, pour le cas de notre structure le système est voile porteur, donc le coefficient de comportement **R= 3.5**

5) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- R : coefficient de comportement **R = 3.5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

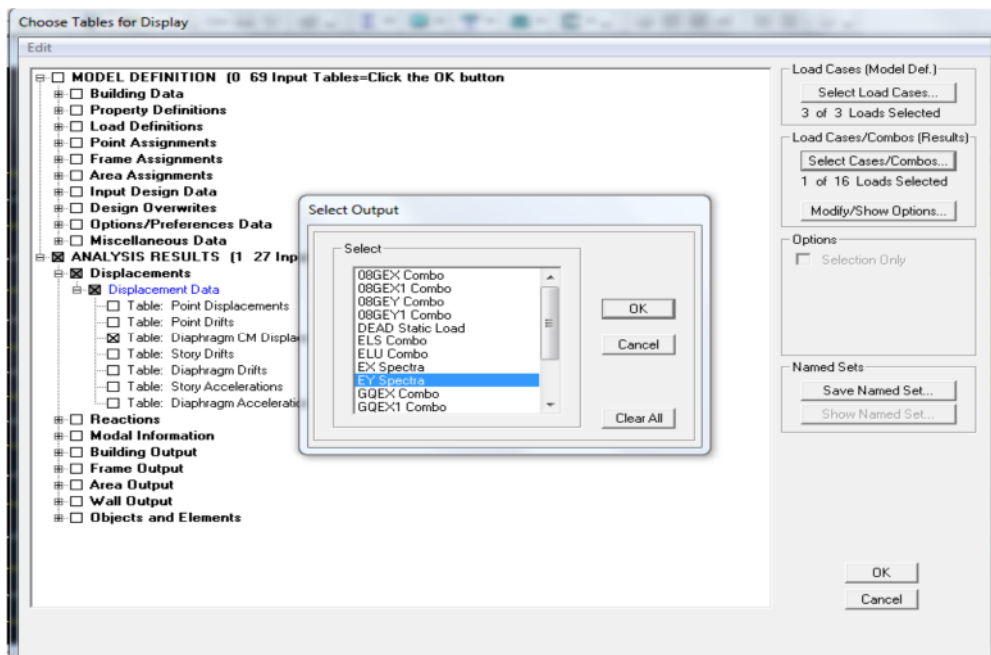
➤ **Dans le sens longitudinal**

Display → **show tables**

Un tableau et on coche les cases suivantes :

Analysis results → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combo**s



➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey

Story	UX	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%He	Condition
SM	0,0193	3,5	0,06755	0,00315	0,0289	CV
TERRASSE	0,0184	3,5	0,0644	-0,00105	0,0289	CV
ATTIQUE	0,0187	3,5	0,06545	0,0049	0,0289	CV
ET8	0,0173	3,5	0,06055	0,00525	0,0289	CV
ET7	0,0158	3,5	0,0553	0,0056	0,0289	CV
ET6	0,0142	3,5	0,0497	0,007	0,0289	CV
ET5	0,0122	3,5	0,0427	0,0077	0,0289	CV
ET4	0,01	3,5	0,035	0,0077	0,0289	CV
ET3	0,0078	3,5	0,0273	0,0077	0,0289	CV
ET2	0,0056	3,5	0,0196	0,00735	0,0289	CV
ET1	0,0035	3,5	0,01225	0,007	0,0298	CV
RDC	0,0015	3,5	0,00525	0,00525	0,0408	CV

Story	U_y	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%He	condition
SM	0,0197	3,5	0,06895	0,00805	0,0289	CV
TERRASSE	0,0174	3,5	0,0609	0,00595	0,0289	CV
ATTIQUE	0,0157	3,5	0,05495	0,0063	0,0289	CV
ET8	0,0139	3,5	0,04865	0,00665	0,0289	CV
ET7	0,012	3,5	0,042	0,00665	0,0289	CV
ET6	0,0101	3,5	0,03535	0,00665	0,0289	CV
ET5	0,0082	3,5	0,0287	0,0063	0,0289	CV
ET4	0,0064	3,5	0,0224	0,00595	0,0289	CV
ET3	0,0047	3,5	0,01645	0,0056	0,0289	CV
ET2	0,0031	3,5	0,01085	0,00455	0,0289	CV
ET1	0,0018	3,5	0,0063	0,00385	0,0298	CV
RDC	0,0007	3,5	0,00245	0,00245	0,0408	CV

Tableau V-2) : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifié..... **La condition est vérifiée.**

6) Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{ad} = \frac{Ht}{500} = \frac{35.96}{500} = \mathbf{0,07m} \text{ (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

- | | |
|---|---------------------------------------|
| } | δ_{\max} : déplacement maximal |
| } | f : La flèche admissible |
| } | Ht : Hauteur total. |

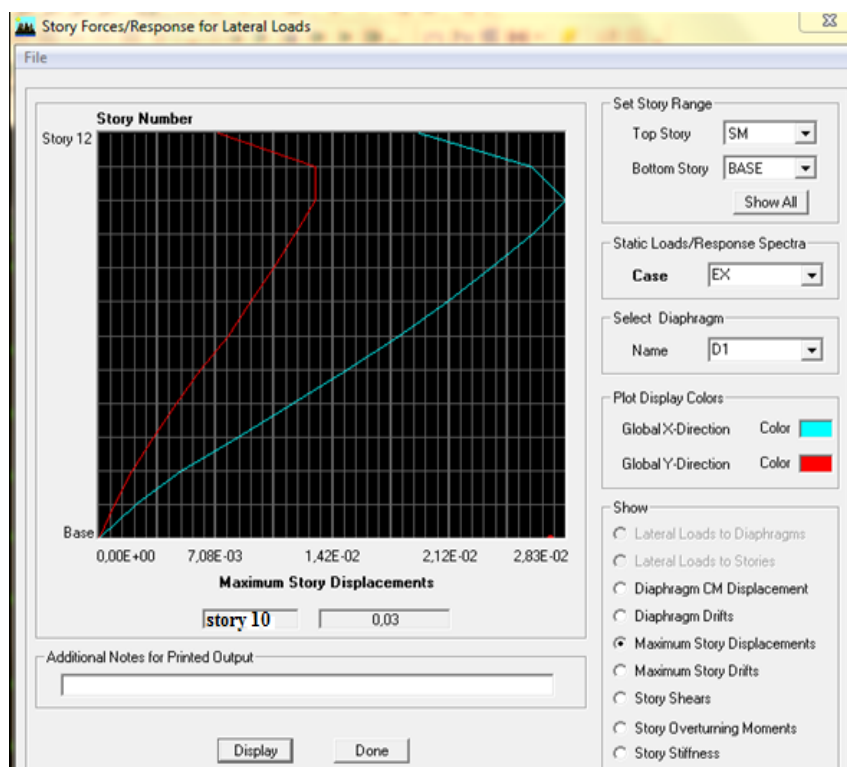
❖ **Détermination de déplacement maximal avec ETABS**

- **dans le sens longitudinal x-x**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale

- **dans le sens transversal y-y**

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

➤ **Résultats trouvés :**

1-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,03 < f = 0,07 \text{ m}$$

2-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0751 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible..... **Condition vérifiée**

6) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

(RPA V.2003/Art 4.3.6) :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

❖ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4 du RPA) Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 3.5**

Q : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre modélisation : Q = 1,10**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

$$\mathbf{T_2 (S3) = 0,5 \text{ sec}}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003})$$

ε (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : **$\varepsilon = 10\%$**

D'où : $\eta = 0,76 \geq 0,7$ **Condition vérifiée**

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,88$

D'où : $T_2 = 0,5 \text{ sec} \leq T = 0,88 \leq 3,0 \text{ sec}$

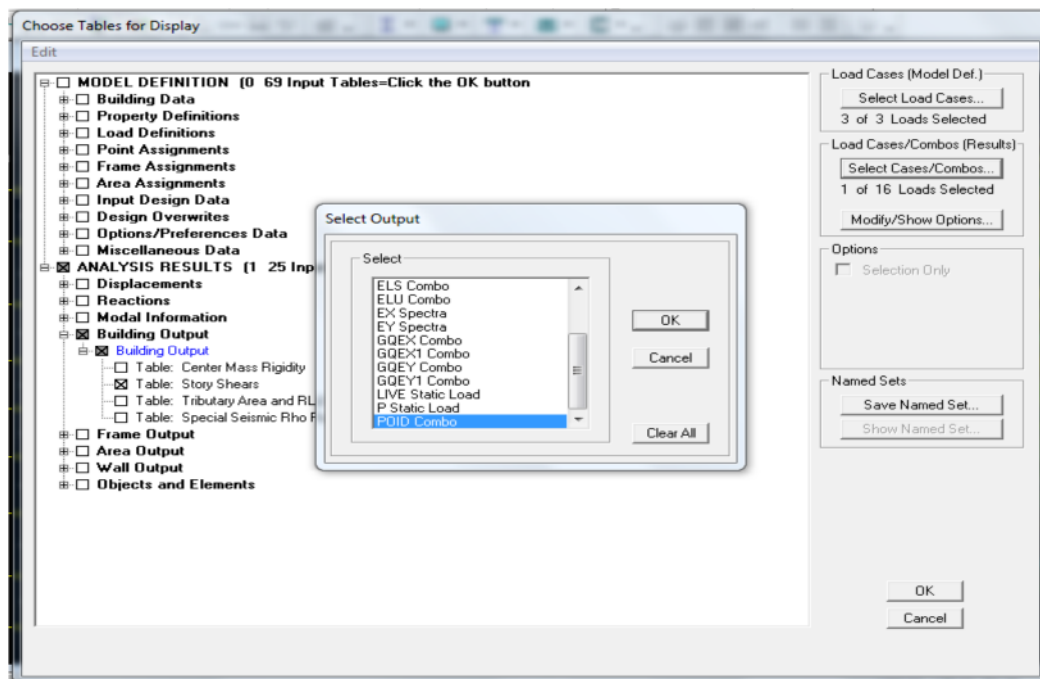
Donc : $D_x = D_y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,88}\right)^{2/3} = 1,30$

Wt : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Table** → **Building Output** → **Building Output**
 → **Table: Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s’afficheront comme suit :

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	DSM	POIDS	Top	251,79	0,00	0,00	0,000	1403,728	-2593,4
	DSM	POIDS	Bottom	300,75	0,00	0,00	0,000	1676,680	-3097,7
	ET9	POIDS	Top	2136,16	0,00	0,00	0,000	7188,107	-22017,7
	ET9	POIDS	Bottom	2680,84	0,00	0,00	0,000	9519,100	-27641,7
	ET8	POIDS	Top	4095,91	0,00	0,00	0,000	14239,969	-42238,7
	ET8	POIDS	Bottom	4753,77	0,00	0,00	0,000	17296,757	-49026,7
	ET7	POIDS	Top	6168,85	0,00	0,00	0,000	22017,626	-63623,7
	ET7	POIDS	Bottom	6826,70	0,00	0,00	0,000	25074,413	-70410,7
	ET6	POIDS	Top	8241,78	0,00	0,00	0,000	29795,282	-85008,7

Alors le poids total de la structure : **Wt = 40660.46 kN**

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule

$$V = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1.10}{3.5} \times 40660.46 = 2491.90 \text{ KN}$$

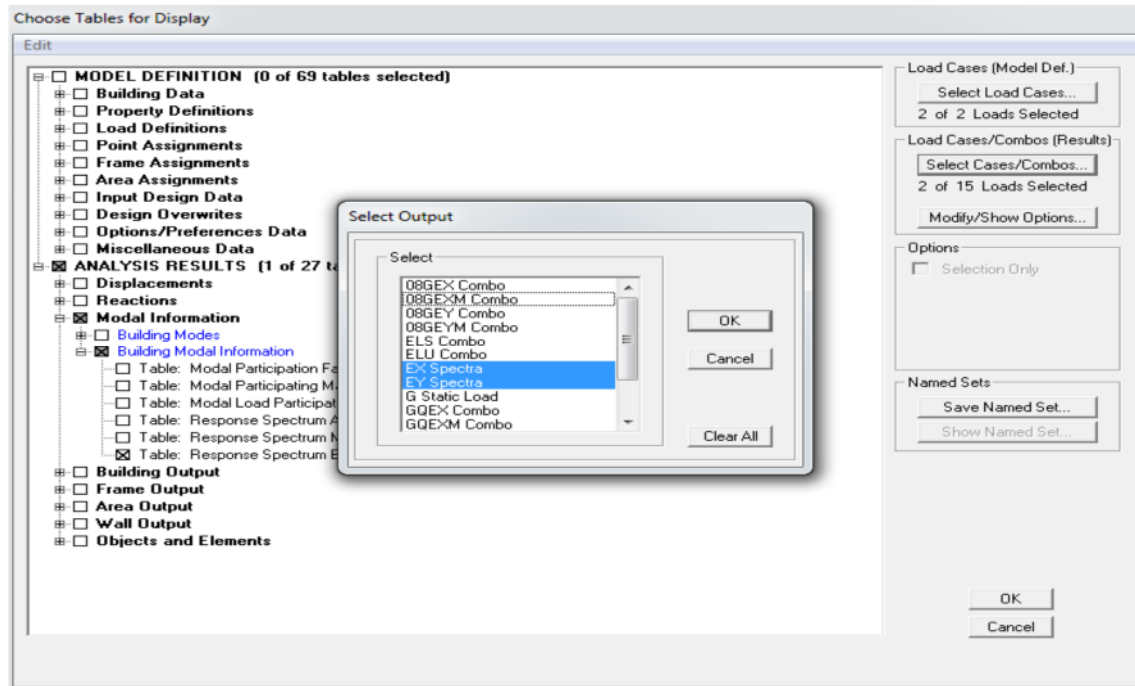
➤ **Détermination de l’effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l’effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ———> **show tables**

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —> modal Information —> building modal information
 Puis on définit les combinaisons **EX spectre** et **EY spectre** en cliquant sur **Select cases/combo**



Les résultats s’afficheront comme suit

Puis on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que

$$V_{xdyn} = \text{Max } F1 = 2594.85 \text{ KN}$$

$$V_{ydn} = \text{Max } F2 = 2871.88 \text{ KN}$$

Spec	Mode	Dir	F1
EX	6	U1	10,39
EX	7	U1	227,70
EX	8	U1	62,33
EX	9	U1	99,84
EX	10	U1	4,55
EX	11	U1	56,79
EX	12	U1	42,78
EX	13	U1	1,55
EX	14	U1	0,71
EX	15	U1	27,33
EX	16	U1	25,63
EX	17	U1	6,98
EX	18	U1	1,96
EX	19	U1	11,35
EX	20	U1	6,25
EX	All	All	2594,85

❖ **Vérification :****Sens longitudinal :**

$V_{\text{dyn}} = 2594.85 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 2491.90 \text{ KN} = 1993.52 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

Sens transversal :

$V_{\text{dyn}} = 2871.88 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 2491.9 \text{ KN} = 1993.52 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **L'effort tranchant a la base est vérifié.**

7) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003})$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- K : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K».

Story	PK	HK	VX	Δ_k	PK*DK	VK*HK	pk*DK/VK*HK
SM	90,76	2,89	11,43	0,00315	0,285894	33,0327	0,008654878
TERRASSE	3192,88	2,89	392,2	0,00105	3,352524	1133,458	0,002957784
ATTIQUE	6759,57	2,89	817,17	0,0049	33,121893	2361,6213	0,014025065
ET8	10210,31	2,89	1171,75	0,00525	53,6041275	3386,3575	0,015829435
ET7	13912,34	2,89	1480,56	0,0056	77,909104	4278,8184	0,018208088
ET6	17549,8	2,89	1762,41	0,007	122,8486	5093,3649	0,02411934
ET5	21187,11	2,89	2038,11	0,0077	163,140747	5890,1379	0,027697271
ET4	24748,65	2,89	2246,47	0,0077	190,564605	6492,2983	0,029352411
ET3	28577	2,89	2424,33	0,0077	220,0429	7006,3137	0,031406373
ET2	32405,47	2,89	2570,32	0,00735	238,180205	7428,2248	0,032064216
ET1	36436,2	2,98	2697,07	0,007	255,0534	8037,2686	0,031733841
SOUS-SO	40660,46	4,08	2764,62	0,00525	213,467415	11279,6496	0,018925004

Story	PK	HK	vy	Δ_k	PK*DK	VK*HK	ρ_k^*DK/VK^*HK
SM	90,76	2,89	0,00805	0,00315	0,285894	0,0232645	12,28885211
TERRASSE	3192,88	2,89	0,00595	0,00105	3,352524	0,0171955	194,9651944
ATTIQUE	6759,57	2,89	0,0063	0,0049	33,121893	0,018207	1819,184544
ET8	10210,31	2,89	0,00665	0,00525	53,6041275	0,0192185	2789,194136
ET7	13912,34	2,89	0,00665	0,0056	77,909104	0,0192185	4053,859771
ET6	17549,8	2,89	0,00665	0,007	122,8486	0,0192185	6392,205427
ET5	21187,11	2,89	0,0063	0,0077	163,140747	0,018207	8960,331027
ET4	24748,65	2,89	0,00595	0,0077	190,564605	0,0171955	11082,23692
ET3	28577	2,89	0,0056	0,0077	220,0429	0,016184	13596,32353
ET2	32405,47	2,89	0,0045	0,00735	238,180205	0,013005	18314,51015
ET1	36436,2	2,98	0,00385	0,007	255,0534	0,011473	22230,75046
SOUS-SO	40660,46	4,08	0,00245	0,00525	213,467415	0,009996	21355,28361

Tableau V-3): Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ).

On constate que x et y sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet (**P- Δ**) peut être négligé pour le cas de notre structure.....**Condition vérifiée**

8) Vérification de l'effort normal réduit :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c x f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{array} \right.$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

➤ Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

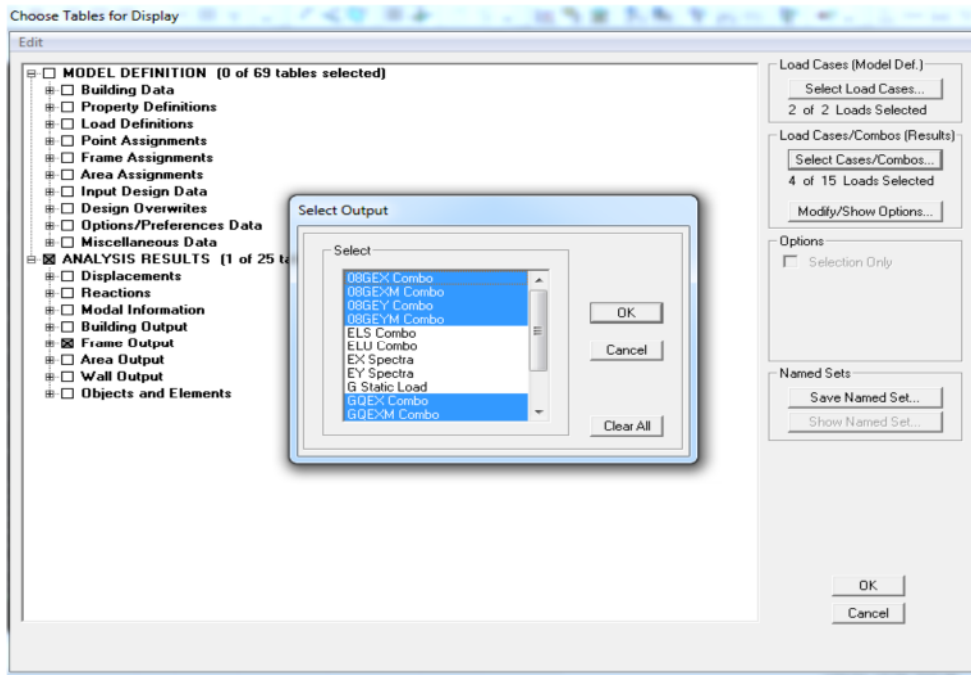
- poteau 50 × 45(RDC, 1, 2,3em étage)

Display —————> **Show Table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output —————> **Frame Force** —————> **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	C38	GQEX MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
	STORY1	C38	GQEX MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
	STORY1	C38	GQEX MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
	STORY1	C38	GQEX MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
	STORY1	C38	GQEX MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,82
	STORY1	C38	GQEX MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,82
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,82
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,82
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,82
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
	STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,82
	STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que : $N_d = 1600$ KN

$$V = \frac{1600}{45 \times 50 \times 2,5} = 0,28 < 0,3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

- **Poteaux 45x40**

$$V = \frac{1063}{45 \times 40 \times 2.5} = 0.23 < 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 40x35**

$$V = \frac{438.85}{35 \times 40 \times 2.5} = 0.12 < 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

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 tout genres de sollicitations.

VI-1) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

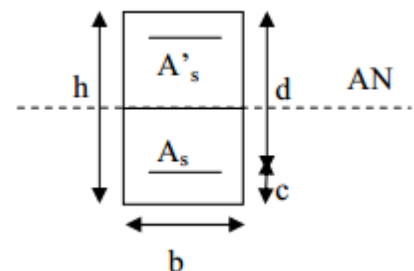
- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

❖ Calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

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

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas :

$\mu \leq \mu_l \implies$ **Section simplement armée (SSA)**, c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

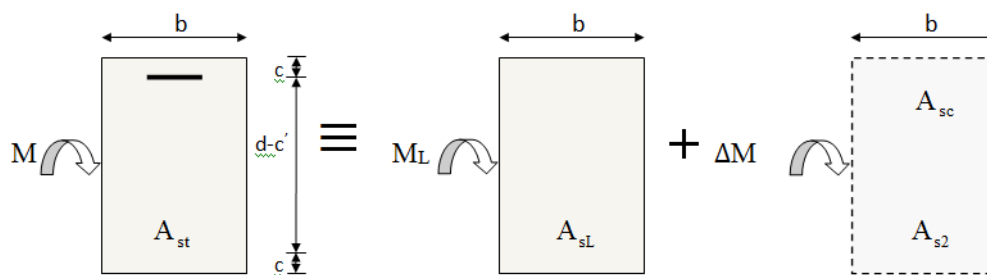
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2ème cas :

$\mu \geq \mu_l \implies$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

VI-2-1) Les recommandations du RPA :**a) Les armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de **40 ϕ** (Zone **IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

	Section maximal ($A_{\max} = \text{cm}^2$)		section minimal ($A_{\min} = \text{cm}^2$)
	Zone courante	Zone de recouvrement	
poutre principal (30x45)	48	72	6
poutre secondaire (30x40)	42	63	5.25

Tableau VI-1-1) : Section d'armature longitudinale.

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-2) Ferrailage :**1) Poutre principales :****Exemple de calcul :**

En travée : $M_u = 85.141 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85.141 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,138 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{(SSA)}$$

$$\beta = 0,925 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{85.141 \times 10^3}{0,925 \times 38 \times 348} = 6.69 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 6.69 \text{ cm}^2$

➤ On opte : **3HA14+3HA12 = 8.01 cm²**

Aux appuis : $M_u = 105.746 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{105.746 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 18,48} = 0,132 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{(SSA)}$$

$$\beta = 0,929 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{105.746 \times 10^3}{0,929 \times 38 \times 400} = 7.50 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$

➤ On opte : **3HA16+3HA14 = 10.65 cm²**

2) Poutres secondaires :

En travée : $M_u = 82.166 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{82.166 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.178 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,901 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation Accidentel})$$

$$A_{st} = \frac{82.166 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 348} = 7.94 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 7.94 \text{ cm}^2$

➤ On opte : **3HA14+3HA12 = 8.01 cm²**

Aux appuis : $M_u = 115.89 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{115.89 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 18,48} = 0.20 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,999 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{115.89 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 400} = 8.87$$

Donc: $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 8.87 \text{ cm}^2$

➤ On opte : **3HA16+3HA12 = 9.42 cm²**

VI-2-4) Vérifications à l'ELU :

A) Condition de non fragilité du béton de la section minimale
(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

✚ Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

➤ Poutres principales $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,37 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,37 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

❖ Poutres Secondaire :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 9,42 > A_{st}^{min} = 1,195 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 8,01 > A_{st}^{min} = 1,195 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

B) Les armatures transversales :

On a fixé pour les armatures transversales une section de : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Note : le nombre de brins découle du nombre de barres longitudinales, pour notre cas on a 3 barres donc 4 brins.

a) Espacement d'armature :

• Poutre principale :

Zone nodale (appui)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{45}{4}, 12 \times 1,4, 30 \right\} = \min \{ 11,25, 16,8, 30 \}$$

➤ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

➤ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Poutre secondaire :**

Zone nodale (appui) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 1.6, 30 \right\} = \min \{10, 19.2, 30\}$$

➤ **$S_t = 10 \text{ cm}$**

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

➤ **$S_t = 15 \text{ cm}$.**

b) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

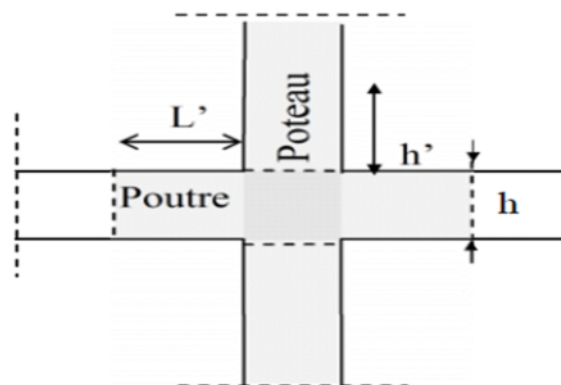


Figure VI-1-1): délimitation de la zone nodale.

Remarque :

La cadre d'armature transversale doit être disposée à **5 cm** au plus au nu d'appui ou d'encastrement.

c) Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 3 \text{ ‰} S_t \times b.$$

✚ Poutre principale :

$$A_t > 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

✚ Poutre secondaire :

$$A_t > 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

d) Justification de l'effort tranchant :

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

Avec: T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Fissuration peu nuisible

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	T_{max}						
Principale	T_{max}	167.27	30	38	1.46	3,33	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	20.13	30	33	0,02	3,33	condition vérifiée

Tableau VI-1-2): Vérification aux cisaillements

❖ **Influence de l'effort tranchant aux appuis:**

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que: $T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T} (KN)	Observation
Principale	T_{max}	167.27	30	38	25	1,5	684	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	20.13	30	33	25	1,5	594	condition vérifiée

Tableau VI-1-3): Influence de l'effort tranchant sur le béton.

❖ **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	167.27	-105.746	0,38	0,342	-141.92	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	20.13	-115.89	0,33	0,297	-370.07	

Tableau VI-1-4): Influence de l'effort tranchant sur l'acier

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

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

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

❖ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,4 + 1,2) = 39,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{167,27 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 395,6} = 1,24 \text{ MPa}$$

➤ $\tau_{se} = 1,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,2) = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,13 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 26,376} = 2,57 \text{ MPa}$$

➤ $\tau_{se} = 2,57 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures transversales:**

✚ L'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopté (cm)
principale	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{40}{4}; 30) = 10$	10
	Courante	$S_t = \frac{40}{2} = 17,5$	15
secondaire	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{30}{2} = 15$	15

Tableau VI-1-5): Espacements des armatures.

✚ le diamètre minimal

$$\phi_t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\}$$

• Poutre principale:

$$\phi_t \leq \min\{\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\} = \min\{1,14; 1,6; 3\} = 1,14 \text{ cm} = 11 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• Poutre secondaire:

$$\phi_t \leq \min\{\frac{35}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\} = \min\{1; 1,6; 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Soit $A_t=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✚ Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$condition vérifiée

VI-2-5) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ (Armatures adoptées à l'ELU)}$$

K1 et β1: coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β1 et K1.

La contrainte dans l'acier est :

		Ms	Ast	ρ1	K1	β1	σs (MPa)	σbc (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
poutres principales	travées	61.25	8.01	0,704	25.98	0.878	229.19	8.82	15	Cv
	appuis	75.67	10.65	0,937	21.76	0.864	216.41	9.94	15	Cv
Poutres secondaires	travées	60.92	8.01	0,80	24.06	0,872	264.3	10.98	15	Cv
	appuis	75.45	9.42	0.95	21.50	0.863	281.24	13.08	15	Cv

Tableau VI-1-6): Vérification des contraintes dans le béton .

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

d) Calcul de la flèche :**• Poutres principales :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée $l = 4.70$ m

$$f_{\text{Etabs}} = 2 \text{ mm} < \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Poutres secondaires :

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée $l = 4.10$ m

$$f_{\text{Etabs}} = 0.008 \text{ mm} < \frac{4100}{500} = 8.2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

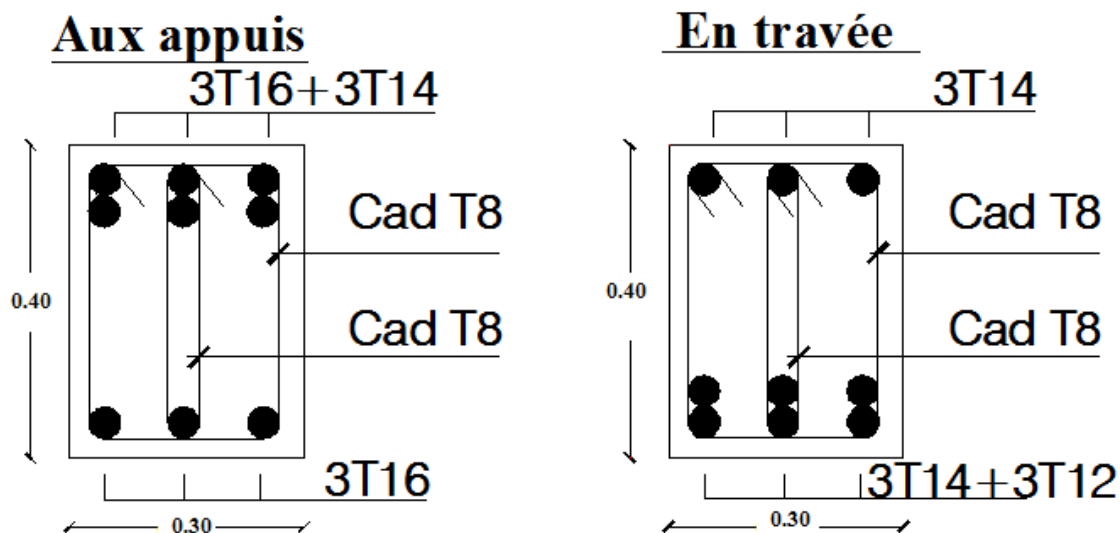


Figure III-1-2):Ferraillage des Poutre principales.

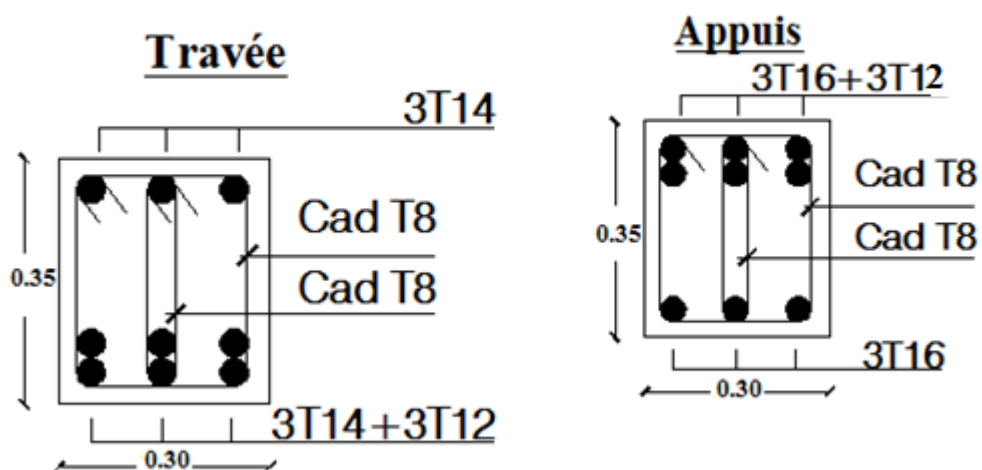


Figure III-1-3): Ferraillage des poutres secondaire.

VI-2) ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifié à l'ELS pour les cas suivants.

Situations	Béton			Acier		
	γ_s	$f_{c28} [MPa]$	$f_{bu} [MPa]$	γ_s	$F_e [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

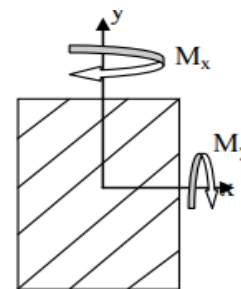
Tableau VI-2-1) : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.



On distingue trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI-2-1) Recommandations du RPA :

❖ **Combinaisons de calcul :**• **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

$$\text{A l'ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{A l'ELS : } G+Q$$

• **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$G \pm Q \pm E$$

$$0,8+G \pm E$$

• **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets avec :

✚ Un pourcentage minimal de 0.8% b.h (zone IIa) :

Pour les poteaux 50x45 $A^{\min} = 0.008 \times 50 \times 45 = 18 \text{ cm}^2$.

Pour les poteaux 45x40 $A^{\min} = 0.008 \times 45 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$.

Pour les poteaux 40x35 $A^{\min} = 0.008 \times 40 \times 35 = 11.2 \text{ cm}^2$.

Un pourcentage maximal de : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% .b .h \text{ en zone courante.} \\ 6\% .b .h \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$

1. Zone courante :

Pour les poteaux 50x45 $A^{\max} = 0,04 \times 50 \times 45 = 90 \text{ cm}.$

Pour les poteaux 45x40 $A^{\min} = 0,04 \times 45 \times 40 = 72 \text{ cm}.$

Pour les poteaux 40x35 $A^{\min} = 0,04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}.$

2. Zone de recouvrement :

Pour les poteaux 50x45 $A^{\max} = 0,06 \times 50 \times 45 = 135 \text{ cm.}$

Pour les poteaux 45x40 $A^{\min} = 0,06 \times 45 \times 40 = 108 \text{ cm.}$

Pour les poteaux 40x35 $A^{\min} = 0,06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm.}$

- ✚ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- ✚ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✚ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- ✚ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI-2-2) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{he}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

h: hauteur de la poutre

b1 et h1: dimension du Poteau

he : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

On aura :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm (poutre principale de 40x30)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm (poutre secondaire de 35x30).}$$

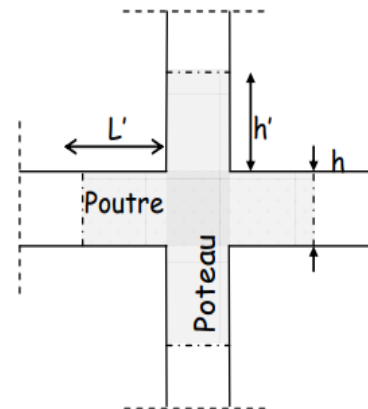


Figure VI-2-1): Délimitation de la zone nodale

VI-2-3) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots\dots\dots (\mathbf{R.P.A. Version 2003, Art. 7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant de calcul

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : coefficients correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \implies \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \implies \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

λ: L'élancement géométrique du poteau

Avec : $\lambda g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda g = \frac{l_f}{b}$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

- **Dans la zone nodale :** $S_t \leq 10 \text{ cm}$
- **Dans la zone courante :** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right)$

φ: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{aligned} \lambda g \geq 5 & \implies A_{\text{min}} = 0,3 \% \\ \lambda g \leq 5 & \implies A_{\text{min}} = 0,8 \% \\ 3 < \lambda g < 5 & \text{ Interpolation entre les valeurs limites du poteau} \end{aligned}$$

❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (φ Cheminées > 12) 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 10φ min.

VI-2-4) Les efforts internes dans les poteaux :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$) ;
- effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$)
- moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL 91 modifiée 99 :

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

❖ Selon le RPA 99/ modifiée 2003

G+Q E

0.8G E

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Section des poteaux (cm ²)	Sollicitations	ELU	
		Nu(KN)	M _{corr}
50x45	$N_{max} - M_{corr}$	-1600	- 0.814
	$N_{min} - M_{corr}$	-180.91	+0.304
	$M_{max} - N_{corr}$	-671.93	+35.476
45x40	$N_{max} - M_{corr}$	-1063	-3.442
	$N_{min} - M_{corr}$	-68.92	- 0.027
	$M_{max} - N_{corr}$	-323.92	43.95
40x35	$N_{max} - M_{corr}$	-438.85	9.1
	$N_{min} - M_{corr}$	19.77	2.019
	$M_{max} - N_{corr}$	-68.14	49.001

Tableau VI-2-2) : Efforts internes dans les poteaux

Poteaux	50x45	45x40	40x35
Effort tranchant	32.07	39.49	42.01

Tableau VI-2-3): Efforts internes dans les poteaux

❖ Exposé de la méthode de calcul des armatures à l'ELU :

✚ Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{Mu}{Nu} \implies \text{Deux cas peuvent se présenter :}$$

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- 1) Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures
(\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- 2) Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$Nu(d - c') - Mf < (0.337h - 0.81c') bh^2f_{bu}$$

➤ Détermination des armatures

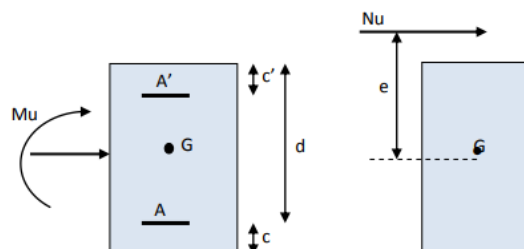
- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Calcul du moment réduit :

$$uf = \frac{Mf}{b d^2 f_{bu}}$$

Si : $uf \leq ul = 0.392 \implies$ SSA ($A' = 0$)



- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**

$$\left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Si : } u_f \geq u_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SDA (A' } \neq 0)$$

Armatures en flexion simple

$$M_l = u_l b d^2 f_{bu}$$

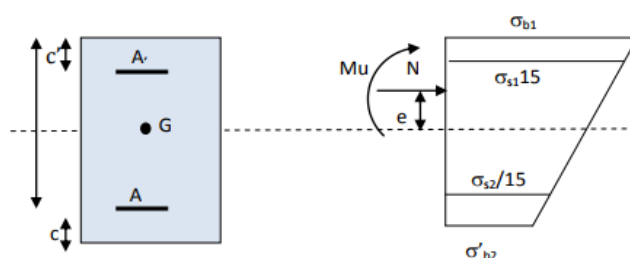
$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_f' = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée :

$$A = A_f' \quad \quad A = A_f \pm \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (SEC)


La section est entièrement comprimée si :

- 1) $e = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- 2) Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu}$$

b-1) Détermination des armatures

1^{er} cas : $N_u (d - c') - M_f < (0.5h - c') bh^2 f_{bu}$ \longrightarrow SSA

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bu} (d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - bh f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

2^{eme} cas: $N_u (d - c') - M_f < (0.5h - c') bh^2 f_{bu}$ \longrightarrow SDA

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec:} \quad \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 \frac{c'}{h}}$$

VI -6) Calcul du ferrailage des poteaux :

❖ Exemple de calcul manuel

Poteaux 50 x 45 :

$N = 1600$ KN $\quad M$ correspondant = 0.814 KN.m

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = 0.0005 \\ \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2 = 23 \text{ cm} = 0.23 \text{ m} \\ e < \frac{h}{2} - c \end{array} \right.$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0.814 + 1600 \left(\frac{0.5}{2} - 0.02 \right) = 368.81 \text{ KN.m}$$

Vérification de la 1ère condition : $N_u (d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu}$

$$d = h - c = 0.50 - 0.02 = 0.48$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1600 (0.48 - 0.02) - 368.81 = 367.19 \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.02) (0.5 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3)$$

$$(0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bu} = 486.59 \dots\dots\dots(2)$$

(1) < (2) **Condition vérifié**

Donc la section est entièrement comprimée : **A_{sc} = 0 cm²**

Calcul de A_{st} :

$$u_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{368.81 \times 10^6}{450 \times 480^2 \times 14.2} = 0.254$$

$$u_f \leq u_l = 0.392 \implies \text{SSA (A' = 0)}$$

$$u_f = 0.254 \implies \beta = 0.851$$

Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{368.81 \times 10^6}{0.851 \times 480 \times 348} = 25.94 \text{ cm}^2$$

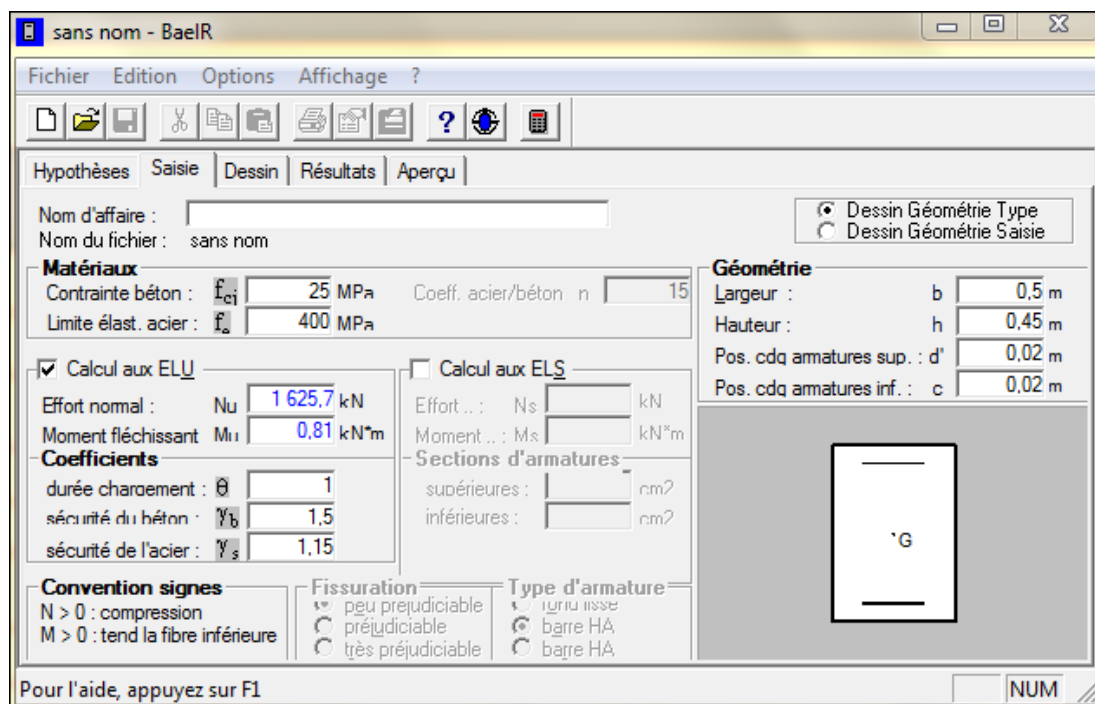
Les armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 25.94 - \frac{1600 \times 10^3 \times 10^2}{348} = -20.03 \text{ cm}^2$$

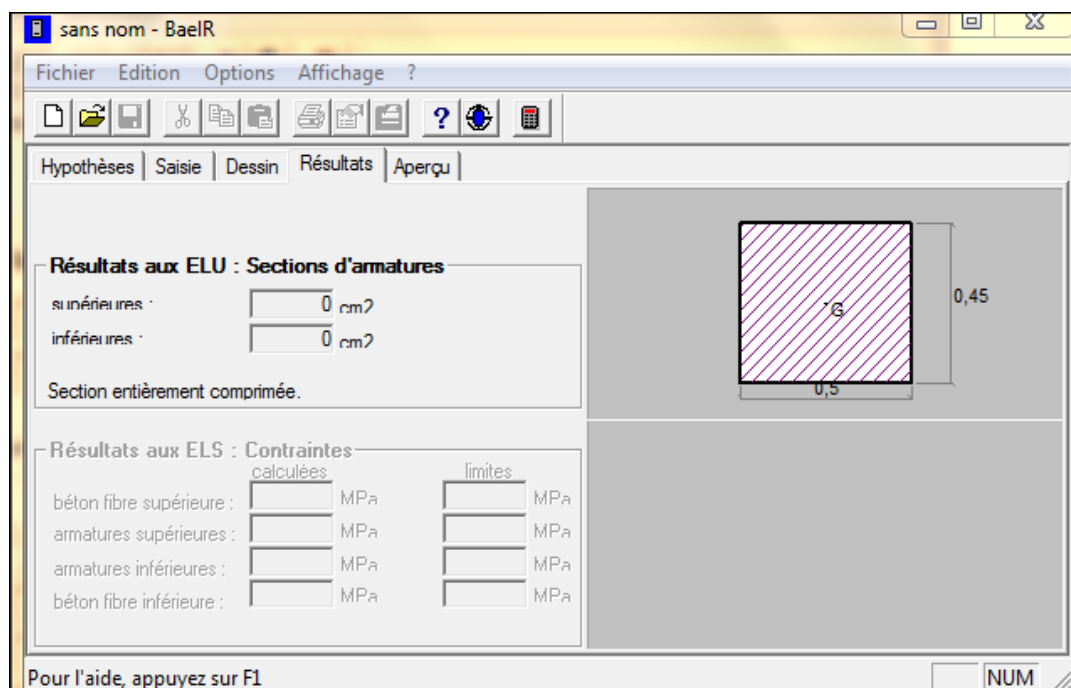
Donc : A_{sc} = 0 cm² et A_{st} = 0 cm²

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :



La section donnée par SOCOTEC :



Le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain nombre de niveau :

- **Zone I** : Sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage poteaux (50 x 45) ;
- **Zone II** : 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage poteaux (45 x 40) ;
- **Zone III** : Du 7^{eme} au terrasse étage poteaux (40 x 35) ;

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c$	Nature	Obs	Asup (cm ²)	Ainf (cm ²)	Amin (cm ²)	Le choix	Adopter (cm ²)
50 X 45	N_{max}-M_{corr}	-1600	-0.814	0.0005	0.23	SEC	SSA	0	0		4HA20 + 4HA14	18.71
	N_{min}-M_{corr}	-180.91	0.304	0.0016	0.23	SEC	SSA	0	0	18		
	N_{corr}-M_{max}	-671.93	37.476	0.0550	0.23	SEC	SSA	0	0			
45 X 40	N_{max}-M_{corr}	-1063.7	-3.442	0.0036	0.22	SEC	SSA	0	0		8HA16	16.08
	N_{min}-M_{corr}	-68.92	-0.027	0.0009	0.22	SEC	SSA	0	0	14.2		
	N_{corr}-M_{max}	-323.92	43.95	0.1350	0.22	SEC	SSA	0	0			
40 X 35	N_{max}-M_{corr}	-438.85	9.1	0.0226	0.199	SEC	SSA	0	0		4HA14 + 4HA16	14.19
	N_{min}-M_{corr}	+19.77	2.019	0.1020	0.199	SET	SSA	0.06	0.51	11.2		
	N_{corr}-M_{max}	-68.14	49.001	0.7190	0.199	SPC	SSA	0	3.84			

Tableau VI-2-3): Ferrailages des poteaux

Délimitation de la zone nodale RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1) :

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} L' = 2h \\ h' = \max \left(\frac{he}{6}, b1, h1, 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

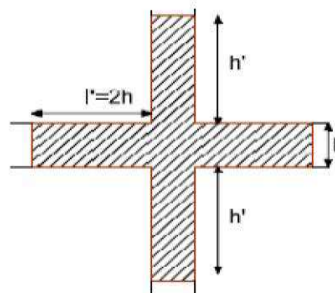


Figure VI-2-2) : Zone nodale.

Niveaux	Poteaux	He	$h' = \max \left(\frac{he}{6}, b1, h1, 60 \text{ cm} \right)$	L'
Sous-sol	50 x 45	4.08	68, 45, 50, 60	68
Rdc	50 x 45	2.98	50, 45, 50, 60	60
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	50 x 45	2.89	50, 45, 50, 60	60
3 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	45 x 40	2.89	50, 40, 45, 60	60
7 ^{eme} au dernier	40 x 35	2.89	50, 35, 40, 60	60

Tableau VI-2-5): Délimitation de la zone nodale.

Longueur de recouvrement RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ

- Pour les $\phi 20$: $L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
 - Pour les $\phi 16$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
 - Pour les $\phi 14$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
 - Pour les $\phi 12$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- } $L_r = 80 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} \\ \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

Pour les $\Phi 20$: $L_S = \frac{2 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 70.55$

Pour les $\Phi 16$: $L_S = \frac{1.6 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 56.44$

Pour les $\Phi 14$: $L_S = \frac{1.4 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 49.38$

Pour les $\Phi 12$: $L_S = \frac{1.2 \times 400}{4[0.6 \times 1.5^2 \times 2.1]} = 42.32$

B) les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

1) Selon BAEL91 modifié 99

🚩 Le diamètre BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1.3)

D'après les règles du BAEL91 modifié 99, 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.

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \phi_{\max} = \frac{20}{3} = 6.667 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

ϕ : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

2) Selon RPA99 version 2003

Espacement des armatures transversales RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.2)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suite :

•En zone nodale

$$St \leq \min (10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) \implies \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

•En zone courante

$$St \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \implies \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.2)** Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contraintes limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant;

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \Rightarrow \lambda g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda g = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement des poteaux $\Rightarrow l_f = 0.7h_e$;

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

Poteaux (50 x 45)**1. sous sol :**

$$\lambda g = \frac{0.7 \times 408}{50} = 5.712 > 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm} \quad \longrightarrow \text{zone nodal}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm} \quad \longrightarrow \text{zone courante}$$

2. étage de service

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 298}{50} = 4.172 < 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{interpolation } A_{t_{\min}} = \mathbf{1.63 \text{ cm}}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.8\% \times St \times a = 0.008 \times 10 \times 50 = 4\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{en zone nodal}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{interpolation } A_{t_{\min}} = \mathbf{2.35 \text{ cm}}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.8\% \times St \times a = 0.008 \times 15 \times 50 = \text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{en zone courante}$$

3. étage 2^{eme} et 3^{eme}

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 289}{50} = 4.046 < 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{interpolation } A_{t_{\min}} = \mathbf{1.63 \text{ cm}}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.8\% \times St \times a = 0.008 \times 10 \times 50 = 4\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{en zone nodal}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{interpolation } A_{t_{\min}} = \mathbf{2.35 \text{ cm}}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.8\% \times St \times a = 0.008 \times 15 \times 50 = \text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{en zone courante}$$

Poteaux (45 x 40)

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 289}{45} = 4.49 < 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{interpolation } A_{t_{\min}} = \mathbf{1.62 \text{ cm}}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.8\% \times St \times a = 0.008 \times 10 \times 45 = 5.4\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{en zone nodal}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{interpolation } A_{t_{\min}} = \mathbf{2.42\text{cm}}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.8\% \times St \times a = 0.008 \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{A_{t_{\min}}} \right\} \text{en zone courante}$$

Poteaux (40 x 35)

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 289}{40} = 5.05 > 5$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{zone nodal}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.3 \% \times St \times a = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{zone courante}$$

❖ Calcul des armatures transversales

• Zone I (50 x 45) :

➤ Sous - sol :

$$V_u = 32.07 \text{ KN} \quad \lambda_g = 5.714 \quad \rho_a = 2.5$$

$$St = 10 \quad \longrightarrow \quad \text{zone nodale}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{2.5 \times 32.07 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100$$

$$A_t = \mathbf{40.087 \text{ mm}^2}$$

$$St = 15 \quad \longrightarrow \quad \text{zone courante}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{2.5 \times 32.07 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150$$

$$A_t = \mathbf{60.131 \text{ mm}^2}$$

➤ Étage de service:

$$V_u = 32.07 \text{ KN} \quad \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

$$St = 10 \quad \longrightarrow \quad \text{zone nodal}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{3.75 \times 32.07 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100$$

$$A_t = \mathbf{60.131 \text{ mm}^2}$$

$$St = 15 \quad \longrightarrow \quad \text{zone courante}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{3.75 \times 32.07 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150$$

$$A_t = \mathbf{90.196 \text{ mm}^2}$$

➤ Étage 1 et 2 :

$$V_u = 32.07 \text{ KN} \quad \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

St = 10 → zone nodal

$$At = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times fe} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{3.75 \times 32.07 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100$$

$$At = \mathbf{60.131 \text{ mm}^2}$$

St = 15 → zone courante

$$At = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times fe} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{3.75 \times 32.07 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150$$

$$At = \mathbf{90.196 \text{ mm}^2}$$

- **Zone II (45 x 40)**

$$Vu = 39.49 \text{ KN} \quad \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3.75$$

St = 10 → zone nodal

$$At = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times fe} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{3.75 \times 39.49 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100$$

$$At = \mathbf{82.27 \text{ mm}^2}$$

St = 15 → zone courante

$$At = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times fe} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{3.75 \times 39.49 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150$$

$$At = \mathbf{123.40 \text{ mm}^2}$$

- **Zone II (40 x 35)**

$$Vu = 42.01 \text{ KN} \quad \lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

St = 10 → zone nodal

$$At = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times fe} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{2.5 \times 42.01 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100$$

$$At = \mathbf{65.64 \text{ mm}^2}$$

$St = 15 \longrightarrow$ zone courante

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times St \quad \Longrightarrow \quad = \frac{2.5 \times 42.01 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150$$

$$A_t = 98.46 \text{ mm}^2$$

Nous adopterons des cadres de section

$$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (Zone I et II)}$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (Zone III)}$$

VI -1-6) Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la quantité d'armatures RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Niveau	Section des poteaux cm ²	A _{tmin}		A _{adopter}	Observation	
		Zone nodal	zone courante		Zone nodale	Zone courante
Sous-sol Service 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	50x45	1.5	2.25	4HA10	CV	CV
3 ^{eme} au 6 ^{7eme}	45x40	1.63	2.35	4HA10	CV	CV
8 ^{eme} au dernier	40 x35	1.63	2.35	4HA8	CV	CV

Tableau VI-2-6) : vérification de la quantité d'armatures.

2- Vérification au cisaillement RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_a f_{t28}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho_a = 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

τ : Contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

	Section	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_a	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
Sous-sol Service 1 ^{er} et 2 ^{eme}	50x45	32.07	45	48	5.712	0.075	0.148	1.875	CV
					4.172	0.04	0.148	1	
					4.046	0.04	0.148	1	
ZONE II	45x40	39.49	40	43	4,28	0.04	0,102	1	CV
ZONE III	40x35	42.01	35	38	4,76	0.04	0,161	1	CV

Tableau VI-2-7): Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

VI-8 Vérifications à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	Observation
Zone I (50x45)	N _{max} -M _{corr}	-1181.98	-0.598	6.43	18.71	CV
	N _{min} -M _{corr}	-252.7	0.373	6.35		CV
	N _{corr} -M _{max}	-489.01	25.608	5.00		CV
Zone II (45x40)	N _{max} -M _{corr}	-695.71	-2.54	2.17	16.08	CV
	N _{min} -M _{corr}	-96.05	-0.065	2.09		CV
	N _{corr} -M _{max}	-235.47	31.755	0.77		CV
Zone III (40x35)	N _{max} -M _{corr}	-292.62	6.603	0.33	14.18	CV
	N _{min} -M _{corr}	14.27	1.46	0.35		CV
	N _{corr} -M _{max}	-49.4	35.412	0.18		CV

Tableau VI-2-8): Vérification des ferrailages à l'ELS

2- Etat limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5, 2)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous vérifions que :

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_{bsup}	σ_{binf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{asup}	σ_{ainf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Adopter (cm ²)
50 X 45	N_{max}-M_{corr}	-1181.98	-0.598	4.65	4.69	15	CV	69.7	70.4	384	18.71
	N_{min}-M_{corr}	-252.7	0.373	1.01	0.98	15	CV	15.2	14.8	384	
	N_{corr}-M_{max}	-489.01	25.608	2.97	0.9	15	CV	43.3	14.7	384	
45 X 40	N_{max}-M_{corr}	-695.71	-2.54	1.3	1.58	15	CV	19.7	23.5	384	16.08
	N_{min}-M_{corr}	-96.03	-0.065	0.47	0.47	15	CV	7	7.01	384	
	N_{corr}-M_{max}	-235.47	31.755	2.98	0	15	CV	42.1	10.3	384	
40 X 35	N_{max}-M_{corr}	-292.62	6.603	2.93	0.7	15	CV	42.3	12.1	384	14.19
	N_{min}-M_{corr}	14.27	1.46	0.21	0	15	CV	2.9	0	384	
	N_{corr}-M_{max}	-49.4	35.412	4.02	0	15	CV	51.1	0	384	

Tableau VI-2-9): Vérification des contraintes.

VI-3) Etude des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (G + Q) et autres horizontales (E) dues aux séismes. Le calcul se fera en flexion composée.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures horizontales ;
- Armatures verticales ;
- Armatures transversales ;

Pour cela, nous avons divisé notre structure en trois zones de calcul :

- Zone I : sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage.
- Zone II : 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage.
- Zone III : 7^{eme}, attique et étage terrasse.

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,2 \times L_t \times e$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m² au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = \begin{cases} 0,15\%b \times h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.} \\ 0,10\%b \times h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

St = min (1.5

$$\emptyset \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement : St = min (1.5x e ; 30cm)

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

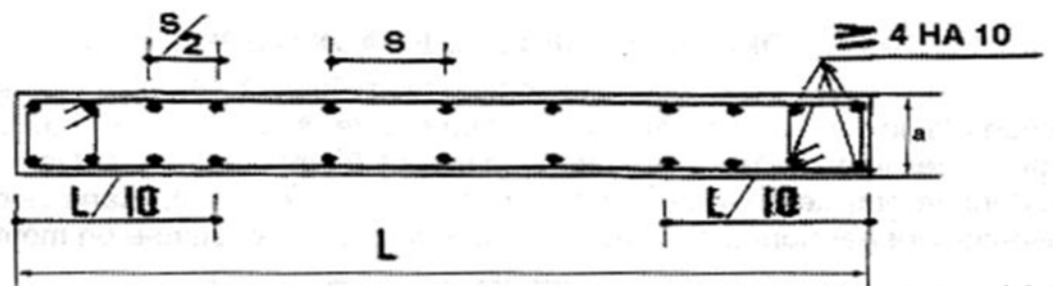


Figure VI-3-1) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau. Prenons l'exemple de calcul du voile V1

➤ **Armatures verticales:**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$)

Exemple de calcul

$$L = 1.00m, \quad d = 0.95 m, \quad e = 0.20 m$$

$$N = 1896,36 \text{ KN} \quad M = 3104.14 \text{ KN.m (sous la combinaison ELU)}$$

$$V=52.493 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{aligned} e_G &= \frac{M}{N} = \frac{3104.14}{1896.36} = 1.64m \\ \frac{L}{2} &= \frac{1.00}{2} = 0.50m \end{aligned} \right\}$$

$$e_G > \frac{L}{2} \rightarrow \text{Section entièrement comprimé}$$

Solutions avec des armatures symétriques:

$$A_1 = A_2 \geq \left\{ \frac{N}{2f_e/\gamma_s}; A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_1 = A_2 \geq \left\{ \frac{1896.36}{2 \times 400} \times 10; A_{\min} = \frac{20 \times 100 \times 2.1}{400} \right\}$$

$$A_1 = A_2 \geq \{ 23.70 \text{ cm}^2; A_{\min} = 10.50 \text{ cm}^2 \} \rightarrow A_1 = A_2 \geq 23.70 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} A_{\min}^{\text{RPA}} &= 0.15\% \times (e \times L) = 3.00 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{\text{BAEL}} &= 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.29 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

On opte pour : $A_v = 12\text{HA}16 = 24.12 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales:**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{A_h}{2 \times S_h} &\geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \\ \tau_u &= \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 52.493}{0.2 \times 1.95} = 0.39 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\text{Soit : } S_h = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.3cm^2$$

On adopte alors : **$A_h = 12HA8 = 6.02 cm^2$**

Pour les autres voiles d'étage Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux Ci-dessous

Avec :

$A_v^{min} / \text{voile} = 0.15\% \times b \times L_t$: Section d'armatures minimales dans le voiles compl

$A_v^{calculé}$: Section d'armatures calculée

$A_v^{adopté}$: Section d'armature

Tableau VI-3-1) : Ferrailage des voiles transversales V1= 1 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	3 104,14	571,99	995,11
N(KN)	1 896,36	353,28	499,10
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	sec	sec	sec
ζ_u (MPa)	0,39	1,86	4,28
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	23,70	10,5	10,5
Av adop (cm ²)	24,12	13,56	13,56
Choix adopte	12HA16	12HA12	12HA12
St	10	10	10
Ah cal (cm ²)	0,24	1,16	2,67
Ah min(cm ²)	0,30	0,30	0,75
Ah adop cm ²	6,02	6,02	6,02
Choix adopte	12HA8	12HA8	12HA8
St	10	10	10

Tableau VI-3-2) : Ferrailage des voiles transversales V2= 1.20 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	4,49	6,48	12,35
N(KN)	729,32	366,77	101,59
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	set	set	set
ζ_u (MPa)	0,01	0,02	0,07
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	10,5	10,5	10,5
Av adop (cm ²)	12,06	12,06	12,06
Choix adopte	6HA16	6HA16	6HA16
St	20	20	20
Ah cal (cm ²)	0,01	0,02	0,11
Ah min(cm ²)	0,75	0,75	0,30
Ah adop cm ²	3,01	3,01	3,01
Choix adopte	6HA8	6HA8	6HA8
St	20	20	20

Tableau VI-3-3) : Ferrailage des voiles transversales V3= 1.25 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	1 946,56	1 353,45	651,66
N(KN)	1 879,45	1 600,58	726,44
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	sec	sec	sec
ζ_u (MPa)	0,16	0,58	0,70
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	23,49	20,01	10,5
Av adop (cm ²)	24,12	21,29	13,56
Choix adopte	12HA16	6HA16+6HA14	12HA12
St	10	10	10
Ah cal(cm ²)	0,10	0,36	0,44
Ah min(cm ²)	0,30	0,30	0,45
Ah adop cm ²	6,02	6,02	6,02
Choix adopte	12HA8	12HA8	12HA8
St	10	10	10

Tableau VI-3-4) : Ferrailage des voiles transversales V4= 1.30 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	148,51	91,50	82,93
N(KN)	2 212,14	1 352,26	116,19
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	set	set	sec
ζ_u (MPa)	0,07	0,10	0,35
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	27,65	16,90	10,5
Av adop (cm ²)	28,27	18,09	13,85
Choix adopte	9HA2	9HA16	9HA14
St	15	15	15
Ah cal(cm ²)	0,07	0,10	0,33
Ah min (cm ²)	0,45	0,45	0,45
Ah adop cm ²	4,52	4,52	4,52
Choix adopte	9HA8	9HA8	9HA8
St	15	15	15

Tableau VI-3-5) : Ferrailage des voiles transversales V5= 1.50 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	169,70	135,08	73,35
N(KN)	1 603,48	1 432,25	243,05
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	Set	set	set
ζ_u (MPa)	0,12	0,11	0,25
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	20,04	17,90	10,5
Av adop (cm ²)	20,1	20,1	15,39
Choix adopte	10HA16	10HA16	10HA14
St	15	15	15
Ah cal (cm ²)	0,12	0,11	0,23
Ah min(cm ²)	0,45	0,45	0,45
Ah adop cm ²	5,02	5,02	5,02
Choix adopte	10HA8	10HA8	10HA8
St	15	15	15

Tableau VI-3-6) : Ferrailage des voiles transversales V6= 1.70 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	1716.80	47,40	55.74
N(KN)	2 000,30	2 003,60	1 020,30
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	Sec	set	set
ζ_u (MPa)	0,11	0,18	0,38
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	25,00	25,05	12,75
Av adop (cm ²)	26,13	26,13	18,45
Choix adopte	12HA16	12HA16	12HA14
St	15	15	15
Ah cal(cm ²)	0,10	0,17	0,36
Ah min(cm ²)	0,45	0,45	0,60
Ah adop cm ²	6,02	6,02	6,02
Choix adopte	12HA8	12HA8	12HA8
St	15	15	15

Tableau VI-3-7) : Ferrailage des voiles longitudinales V1= 4.0 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	2 883,23	2 053,75	80,49
N(KN)	3 200,00	3 198,25	2 050,36
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	set	set	set
ζ_u (MPa)	0,08	0,10	0,11
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	40,00	39,98	25,63
Av adop (cm ²)	40,2	40,2	30,76
Choix adopte	20HA16	20HA16	20HA14
St	20	20	20
Ah cal (cm ²)	0,10	0,13	0,13
Ah min(cm ²)	0,60	0,60	0,60
Ah adop cm ²	10,04	10,04	10,04
Choix adopte	20HA8	20HA8	20HA8
St	20	20	20

Tableau VI-3-8) : Ferrailage des voiles longitudinales V2= 1.60 m

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	33,29	36,50	63,82
N(KN)	1 650,25	1 123,36	1 003,60
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	set	set	set
ζ_u (MPa)	0,05	0,13	0,26
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	20,63	14,04	12,55
Av adop (cm ²)	25,13	16,08	16,08
Choix adopte	8HA20	8HA16	8HA16
St	20	20	20
Ah cal (cm ²)	0,06	0,16	0,33
Ah min(cm ²)	0,60	0,60	0,60
Ah adop cm ²	4,01	4,01	4,01
Choix adopte	8HA8	8HA8	8HA8
St	20	20	20

Tableau VI-3-9): Ferrailage des voiles longitudinales V3= 4.10 m.

Niveau	Zone 1	Zone 2	Zone 3
M(KN.m)	1 699,24	403,24	85,06
N(KN)	3 345,61	2 258,64	1 893,26
Comb	ELU	G+Q+EX	ELU
Obs	set	set	set
ζ_u (MPa)	0,02	0,16	0,14
$\bar{\zeta}_u$ (MPa)	5	5	5
Av cal(cm ²)	41,82	28,23	23,67
Av adop (cm ²)	42,24	32,3	23,76
Choix adopte	21HA16	21HA14	21HA12
St	20	20	20
Ah cal (cm ²)	0,03	0,21	0,18
Ah min(cm ²)	0,60	0,60	0,60
Ah adop cm ²	10,54	10,54	10,54
Choix adopte	21HA8	21HA8	21HA8
St	20	20	20

On voit bien à travers ces tableaux que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue deux types de fondation

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles filantes et les radiers).

b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, 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 $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-1) Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol
- le tassement du sol
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

Dans notre cas on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VIII-2) Dimensionnement :**1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	3349.81	4.00	4.18	16.72
VL2	1411.99	1.60	4.41	7.056
VL3	3283.43	4.10	4.00	16.4
			somme	40.20

Tableau VIII-1) : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale).

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	1520.09	1	7.60	7.60
VT2	533.68	1.20	2.22	2.664
VT3	1828.61	1.25	7.31	9.14
VT4	1660.84	1.30	6.38	8.30
VT5	1640.39	1.50	5.46	8.20
VT6	852.02	1.70	2.50	4.25
			somme	40.15

Tableau VIII-2) : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

$$S = \sum S_i = 80.35\text{m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

➤ Etape de calcul :

Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

a) Déterminer la résultante des charges :

Le calcul se fera pour le portique longitudinal.

Poteau	Ni= G+Q (kN)	ei (m)	$\sum Ni$	$\sum Ni \times ei$ (kNm)	Mi	$\sum Mi$
1	476.31	-8.63	4722.14	-40752,0682	8.959	3.221
2	1055.19	-5.20		-24555,128	1.628	
3	1167.51	-1.70		-8169,3022	-1.407	
4	426.96	1.72		8122,0808	3.994	
5	966.93	5.20		24555,128	-6.229	
6	629.24	6.87		32441,1018	-3.724	

Tableau VIII-3) : Résultante des charges sous poteaux.

e = -1.76 m

Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- $e = -1.76 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.25}{6} = 2.87 \text{ m} \quad \Longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$
- $q(L/4) = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4722.14}{17.25} \times \left(1 + \frac{3 \times -1.76}{17.25}\right) = 190 \text{ KN/m}^2$
- $q_{\min} = \frac{Nt}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4722.14}{17.25} \times \left(1 - \frac{6 \times -1.76}{17.25}\right) = 441.32 \text{ KN/m}^2$
- $q_{\min} = \frac{Nt}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4722.14}{17.25} \times \left(1 + \frac{6 \times -1.76}{17.25}\right) = 106.16 \text{ KN/m}^2$

b) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{SOL}} = \frac{190}{200} = 0.95 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.10 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1.1 \times 17.25 = 19 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux et sous voile : $S_p = S \times n + S_v$

$$S_p = 19 \times 5 + 80.35 = 175.40 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = (11.60 + 5.65) \times 23.10 = 333.22 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{175.40}{333.22} = 0.53$$

$S_t > 50 \% S_{st}$

Les semelles occupent plus de la moitié de l'assise donc On opte pour un radier général.

VIII-3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1) Pré dimensionnement du radier

a) La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.
 $h_{\min} > 25 \text{ cm}$.

b) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}} \quad \text{Avec :}$$

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,70\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,96 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

Soit : $h = 100$ cm

$$0.4h_n < b_n < 0.7h_n \quad \Longrightarrow \quad 40 \text{ cm} < b_n < 70 \text{ cm}$$

$$\triangleright b_n = 60 \text{ cm}$$

Dalle flottante:

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\Longrightarrow 9.4 \text{ cm} < h < 11.75 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{50} \leq h \leq \frac{470}{40}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à **10cm**

c) La condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{470}{8} \leq h \leq \frac{470}{5} = 94 \quad \text{On prend } h=90\text{cm}$$

- **Sous poteaux**

1. **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$hd > \frac{L_{\max}}{20}$$

⇒ Soit **hd = 30cm**

$$hd = \frac{470}{20} = 23.5$$

2. **Nervure**

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm} \quad \text{Soit } h_n = 60\text{cm}$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : = 100 **cm**.
- Largeur de la nervure: = 60 **cm**.
- Hauteur de la dalle: = 30**cm**.
- Dalle flottante : = 10 **cm**.

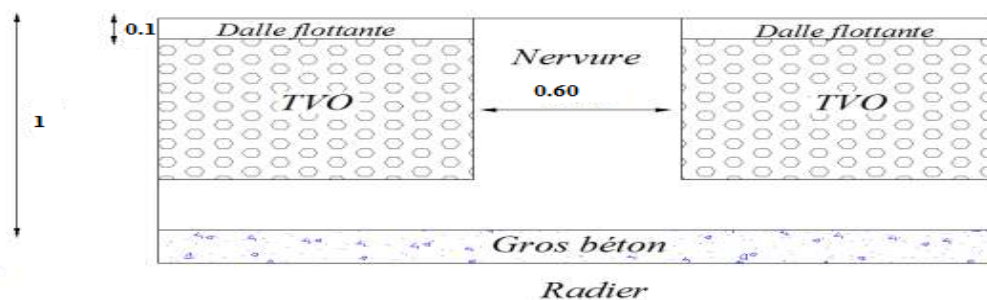


Figure VIII-1) : Les dimensions du radier.

VIII-4) Calcul des charges nécessaires au radier :**a) Le poids de la structure**

- Charges permanente : **Gt = 40474.16 KN.**
- Surcharge du radier : **Q = 6477.68 KN.**

b) Combinaisons d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 64356.64 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 46951.84 \text{ KN}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU } S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{64356.64}{1,33 \times 200} = 242 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{46951.84}{200} = 234.75 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 242 \text{ m}^2$$

$S_{bat} > S_{nrad}$ **Condition non vérifiée.**

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} > \left(\frac{hn}{2}, 30 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm.}$$

Soit un débord de: **L_{deb} = 50cm**

Donc on aura une surface totale du radier : **S_{radier} = S_{batiment} + S_{débort}**

D'où :

$$S_{débort} = (17.25 \times 0.50) + (11.6 \times 0.50) + (23.10 \times 0.50) + (24.50 \times 0.50) = \mathbf{38.23 \text{ m}^2}$$

$$S_{radier} = 38.23 + 333.22 = \mathbf{371.45 \text{ m}^2}$$

VIII-5) Calcul des sollicitations à la base du radier**a- Charges permanentes**

Poids du bâtiment : $G_t = 40474.16 \text{ KN}$.

Poids du radier

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

❖ Poids de la dalle

Poids de la dalle = $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_d = 371.45 \times 0.30 \times 25 = 2785.90 \text{ KN}$$

❖ Poids de la nervure

Poids des nervures = $b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times n) \times \rho_b$.

$$P_n = 0.60 \times (1 - 0.30) \times (234.35) \times 25 = 2459.63 \text{ KN.}$$

❖ Poids du TVO

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{TVO}} = (371.45 - 234.35) \times (1 - 0.30) \times 17 = 1631.50 \text{ KN}$$

❖ Poids de la dalle flottante

$P_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 371.45 \times 0.10 \times 25 = 928.63 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_d + P_n + P_{\text{TVO}} + P_{\text{df}}$$

$$G_{\text{radier}} = 2785.90 + 2459.63 + 1631.50 + 928.63 = 7805.66 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{radier}} = 7805.66 \text{ KN.}$$

b- Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{\text{bat}} = 6477.68 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{rad}} = 371.45 \times 2.5 = 928.63 \text{ KN}$$

❖ Poids total de la structure

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} = 40474.16 + 7805.66 = 48276.82 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 6477.68 + 928.63 = 7406.31 \text{ KN.}$$

❖ **Combinaison d'actions :**

L'ELU : $N_u = 1,35 G_{tot} + 1,5 Q_{tot} = 76283.20kN$

L'ELS : $N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 55683.13kN$

VIII-6) Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 . f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

$b = 1m ; d = 0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{76283.20 \times 1}{371.45} \times \frac{4,70}{2} = 482.61kN$$

$$\tau_u = \frac{482.61}{1 \times 0.27} = 1.79 \text{ MPa}$$

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

a) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j (K=0) + T_j (K=0) \times h$$

Avec :

M_j (K=0) : Moment sismique à la base du bâtiment

T_j (K=0) : Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

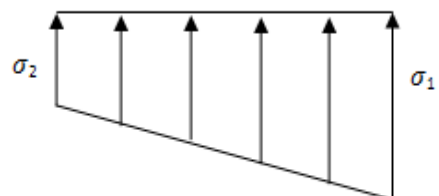


Figure VIII-2) Diagramme des contraintes

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 5.0 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 10.80 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} + \frac{b \cdot h^3}{36} = \frac{11.60 \times 23.10^3}{12} + \frac{5.65 \times 23.10^3}{36} = 13850.06 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} + \frac{h \cdot b^3}{36} = \frac{11.60^3 \times 23.10}{12} + \frac{23.10 \times 5.65^3}{36} = 3120.45 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments:**

$$M_{xx} = 12973,4 + 2762,89 \times 1 = 15736,29 \text{ kNm.}$$

$$M_{yy} = 12585,28 + 3125,12 \times 1 = 15710,4 \text{ kNm.}$$

➤ Sens longitudinale de sous-sol:

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{76283.20}{371.45} + \frac{15736.29}{3120.45} \times 8.625 = 205.36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{76283.20}{371.45} - \frac{15736.29}{3120.45} \times 8.625 = 161.86 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 205.36 + 161.86}{4} = 194.48 \text{ kN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

.....Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{55683.13}{371.45} + \frac{15736.29}{3120.45} \times 8.625 = 193.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{55683.13}{371.45} - \frac{15736.29}{3120.45} \times 8.625 = 106.41 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 186,15 + 178,48}{4} = 171.65 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2.$$

.....**Condition vérifiée.**

➤ Sens transversale de sous-sol :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{76283.20}{371.45} + \frac{15710.4}{13850.06} \times 11.5 = 218.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{76283.20}{371.45} - \frac{15710.4}{13850.06} \times 11.5 = 192.32 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 218.4 + 192.32}{4} = 211.88 \text{ kN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \text{.....Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{55683.13}{371.45} + \frac{15710.4}{13850.06} \times 11.5 = 162.94 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{55683.13}{371.45} - \frac{15710.4}{13850.06} \times 11.5 = 136.86 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162.94 + 136.86}{4} = 156.42 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis. On distingue deux cas :

1^{er} cas : Si $\rho < 0,4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_{ox} = qu \cdot \frac{Lx^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} cas : Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot qu \cdot Lx^2$
- Dans le sens de la grande portée Ly : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnée par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \mu = \frac{Lx}{Ly} \quad (Lx < Ly)$$

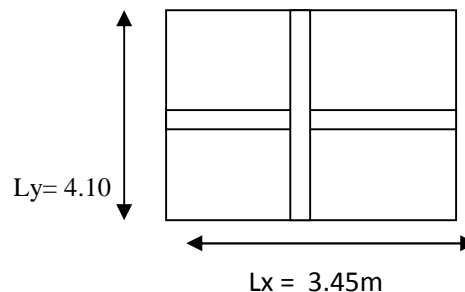
Remarque: Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Indentification du panneau :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$Lx = 3.45m \quad ; \quad Ly = 4.10m$$

$$0,4 \leq \frac{3,45}{4,10} = 0,84 \leq 1$$



La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 211.88 - \frac{7805.66}{371.45} = 190.86 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS:

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 171.65 - \frac{7805.66}{371.45} = 150.63 \text{ kN/m}^2$$

❖ Calcul à L'ELU:

$$q_u = 190.86 \text{ KN/m}^2 \quad \text{avec : } \rho = 0,84 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,66 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,052 \times 190.86 \times (3.45)^2 = 118.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,667 \times 118.13 = 78.80 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les Moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

Ferraillage dans le sens x-x :• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 118.13 = 59.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59.10 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,057 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (SSA) $\mu = 0.057$; $\beta = 0.970$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{59.10 \times 10^5}{0.970 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 6.48 \text{ cm}^2$$

➤ On opte pour : **9HA12 = 10.18 cm²**

• **En travée :**

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 118.13 = 88.60 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.60 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0.0855 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0.0855$; $\beta = 0.955$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{88.60 \times 10^5}{0.955 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 9.87 \text{ cm}^2$$

➤ On opte pour : **10HA12 = 15.39 cm²**

Ferraillage dans le sens y-y :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 78.80 = 39.40 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.4 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,038 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0,038$; $\beta = 0.981$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{39.40 \times 10^5}{0.981 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 4.30 \text{ cm}^2$$

- On opte pour : **6HA12 = 6.78 cm²**

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 78.80 = 59.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59.10 \times 10^5}{100 \times (27^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,057 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) $\mu = 0.057$; $\beta = 0.970$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{59.10 \times 10^5}{0.970 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 6.58 \text{ cm}^2$$

- On opte pour : **9HA12 = 10.18 cm²**

	Sens XX	Sens YY
Armature aux appuis	9HA12	6HA12
Armature en travée	10HA12	9HA12

Tab VIII-4) : Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3 \cdot \rho)}{2} \quad ; \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \quad ; \quad \varphi = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HAFeE400

h: la hauteur de la dalle

b : 100cm (bande de 1m).

Sens x-x :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,84}{2} \right) = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 10,18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10,18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,40 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désignent l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2699.71}{3 \times 4.10} = 219.50 \text{ kN} \quad ; \quad \text{avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 2699.71 \text{ kN/m}^2$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2699.71}{2 \times 4.10 + 3.45} = 231.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{231.73 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII -7) Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.10} = 0.84 \quad ; \quad \nu = 0.2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{array} \right.$$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0589 \times 150.63 \times (3.45)^2 = 105.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.764 \times 105.60 = 80.67 \text{ kN.m}$$

Sen x-x :

$$M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 105.60 = 52.80 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 105.60 = 89.76 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 80.67 = 40.33 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 80.67 = 68.56 \text{ kN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton:

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} \quad , \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \quad , \quad \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

Sens		Ms	Au	P	$\beta 1$	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
X-X	Appui	52.80	10.18	0.38	0,905	0,027	212.26	5.73	15	cv
	Travée	89.76	15.39	0.58	0,887	0,034	243.53	8.28	15	cv
Y-Y	Appui	40.33	6.78	0.25	0,920	0,021	239.46	5.02	15	cv
	Travée	68.56	10.18	0.38	0,905	0,038	275.62	10.47	15	cv

Tableaux VIII-5) : Vérification des contraintes a l'ELS de la dalle radié.

❖ Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

❖ Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

$$L_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$$

$$L_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho x}{4}\right)$$

Charge triangulaire :

$$L_m = 0,333l_x$$

$$L_t = 0,25l_x$$

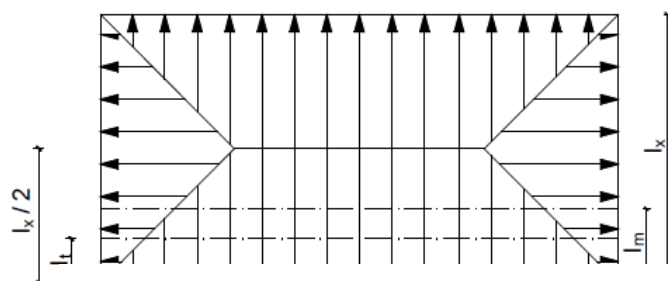


Figure VIII-3) : Répartition trapézoïdale

Chargement simplifié :

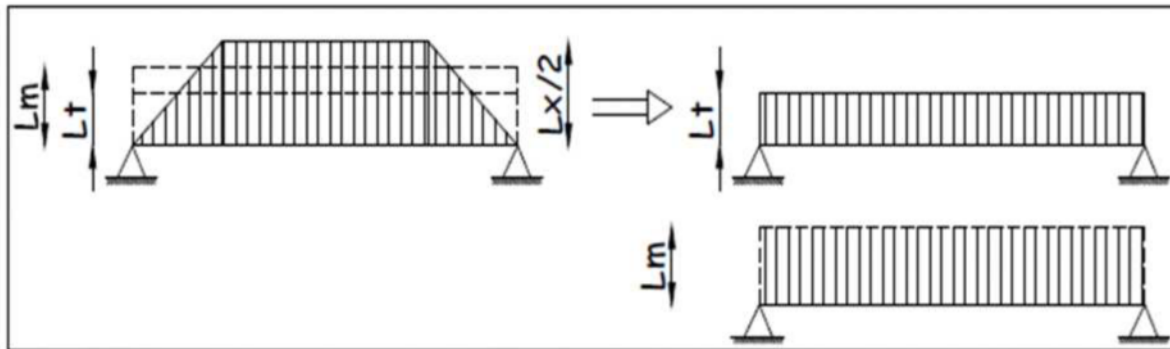


Figure VIII-4) : Répartitions des charges.

Charges à considérer :

$$\text{Pour les moments fléchissants : } \begin{cases} Q_u = q_u \cdot l_m \\ Q_s = q_s \cdot l_m \end{cases}$$

$$\text{Pour les efforts tranchants : } \begin{cases} Q_u = q_u \cdot l_t \\ Q_s = q_s \cdot l_t \end{cases}$$

Déterminations des charges :

L'ELU :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} - \frac{G \text{ nerv}}{S \text{ nerv}} = 211.88 - \frac{7805.66}{371.45} - \frac{2459.63}{234.35} = 180.37 \text{ kN/m}$$

L'ELS :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G \text{ rad}}{S \text{ rad}} - \frac{G \text{ nerv}}{S \text{ nerv}} = 171.65 - \frac{7805.66}{371.45} - \frac{2459.63}{234.35} = 140.14 \text{ kN/m}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Sens longitudinal : ELU : $q_u = 180.37\text{kN}$ ELS = 140.14

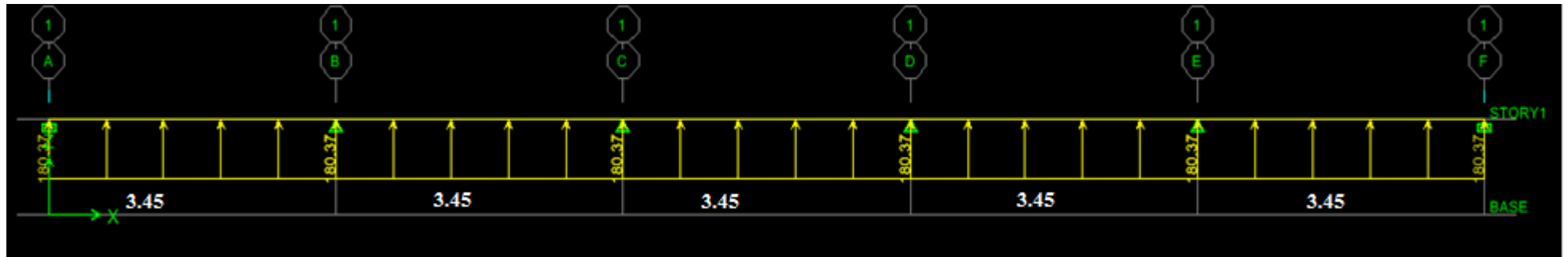


Figure VII-5) : Schéma statique de la nervure longitudinale.

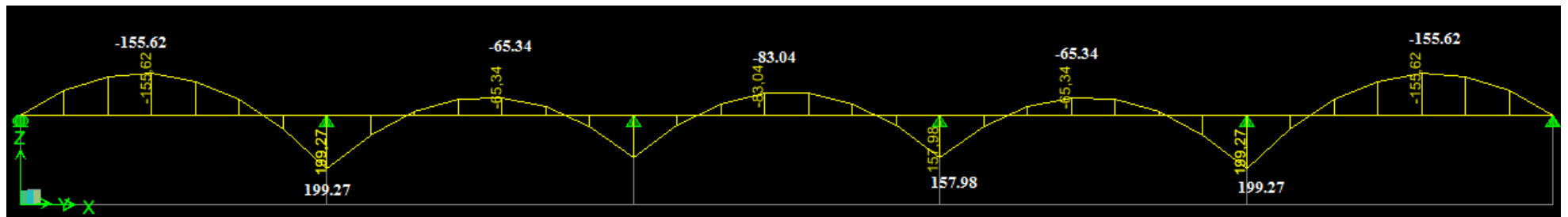


Figure VII-6) : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

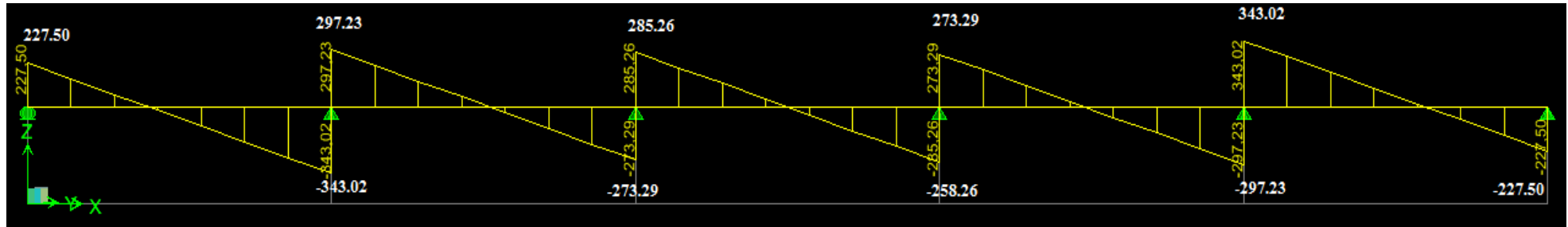


Figure VII-7) : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

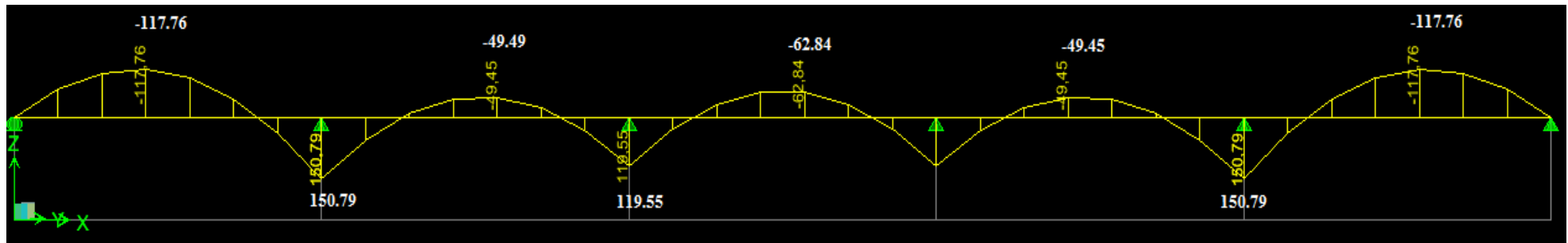


Figure VII-8) : Diagramme des moments fléchissants à L'ELS.

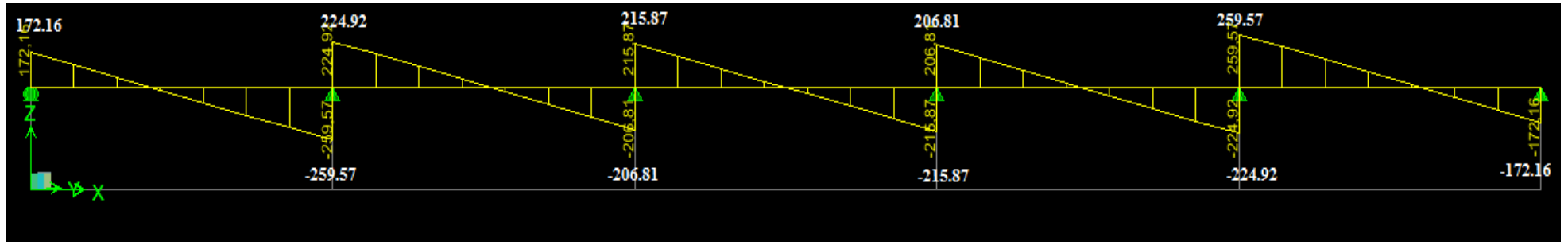


Figure VII-9) : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.

Sens transversale:

$Q_s = 140.14 \text{ kN/ml}$

$Q_u = 180.37 \text{ kN/ml}$

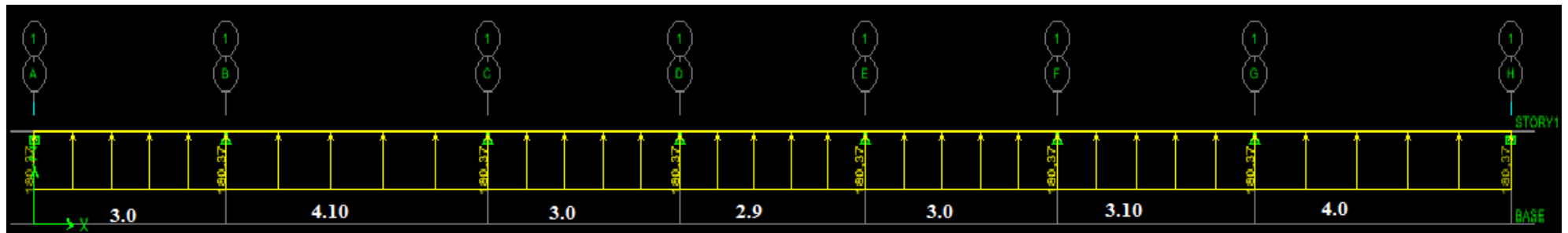


Figure VII-10) : Schéma statique de la nervure transversale.

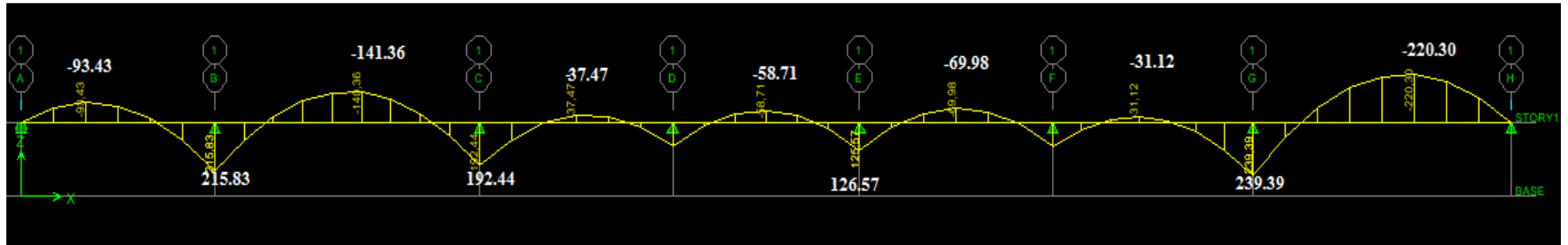


Figure VII-11) : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

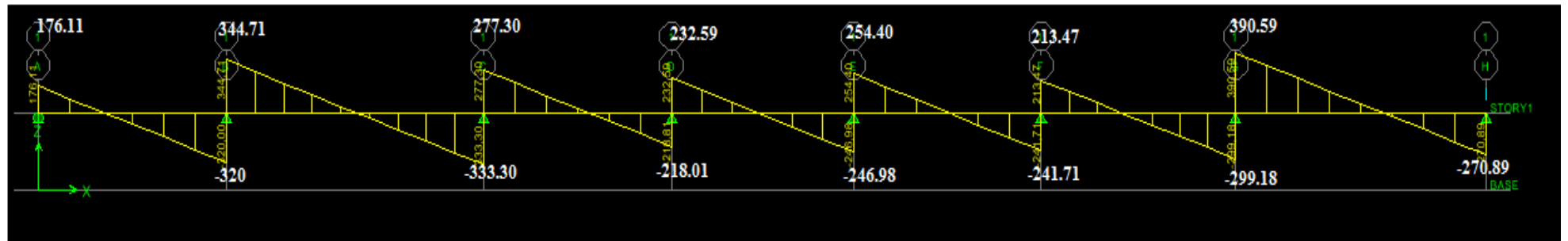


Figure VII-12) : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

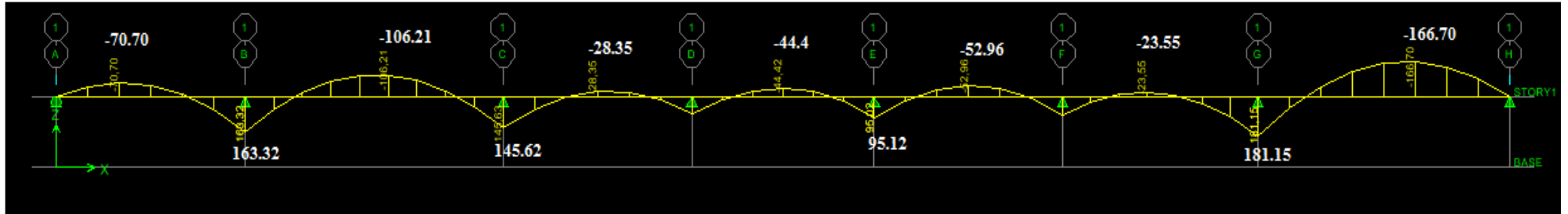


Figure VII-13) : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

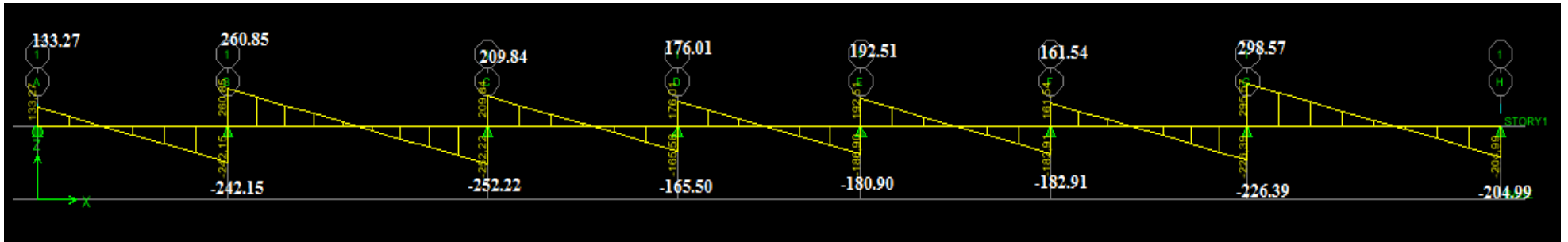


Figure VII-14) : Diagramme des efforts tranchant à L'ELS.

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\text{ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} (x-x) : Ma= 199.27 \text{ kN.m} \quad , \quad Mt = 155.62 \text{ kN.m} \quad , \quad Tu = 343.02 \text{ kN} \\ (y-y) : Ma= 239.39 \text{ kN.m} \quad , \quad Mt = 220.30 \text{ kN.m} \quad , \quad Tu = 390.59 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} (x-x) : Ma= 150.79 \text{ kN.m} \quad , \quad Mt = 117.76 \text{ kN.m} \\ (y-y) : Ma= 181.15 \text{ kN.m} \quad , \quad Mt=166.70\text{kN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Ferrailage à l'ELU :**

hn = 100cm , bn = 60 cm , c = 5 cm , d = 95cm

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	Obs	Amin (cm ²)	As cal (cm ²)	A adp
X-X	Appuis	199.27	0.026	0.987	SSA	3.44	6.11	6HA12
	Travée	155.62	0.020	0.990	SSA	3.44	4.75	5HA12
Y-Y	Appuis	239.39	0.030	0.985	SSA	3.44	7.35	5HA14
	Travée	220.30	0,028	0.986	SSA	3.44	6.75	5HA14

Tab VIII-6): ferrailage de la nervure.

❖ **Verification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilities:**

$$As \geq Amin = 0,23 b d \frac{ft28}{fe} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Tu^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot fc28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa (fissuration est préjudiciable)}$$

Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{343.02 \times 10^3}{600 \times 950} = 0.60 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{390.59 \times 10^3}{600 \times 950} = 0.68 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad ; \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Avec :

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **2HA8** Soit : **At = 2,01 cm²**

➤ **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (**Art 7.5.2.2/RPA2003**), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \}$$

Soit : St = 10 cm

• **Zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : St = 10 cm

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times St \times b = 1.80 \text{ cm}^2 < At = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times St \times b = 1,761.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
X-X	Appui	199.27	150.79	1,45	0.026	0.033	0.41	CV
	Travée	155.62	117.76	1,45	0.020	0.025	0.41	CV
Y-Y	Appui	239.39	181.15	1,45	0.030	0.038	0.41	CV
	Travée	220.30	166.7	1,45	0,028	0.035	0.41	CV

Tableau VIII-7) : Vérification des contrainte a l'ELS de la nervure.

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes

INTRODUCTION:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VIII- 1) Pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le (Art 10.1.2 RPA99/2003) doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{\min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$

1- Méthode de calcul:

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

2- Détermination des sollicitations:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ; σ_h et σ_v tel que:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

ϕ : Angle de frottement interne

3 - Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement interne : $\rho = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion : $C = 0$
- ✓ La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- ✓ $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- ✓ $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

✓ $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

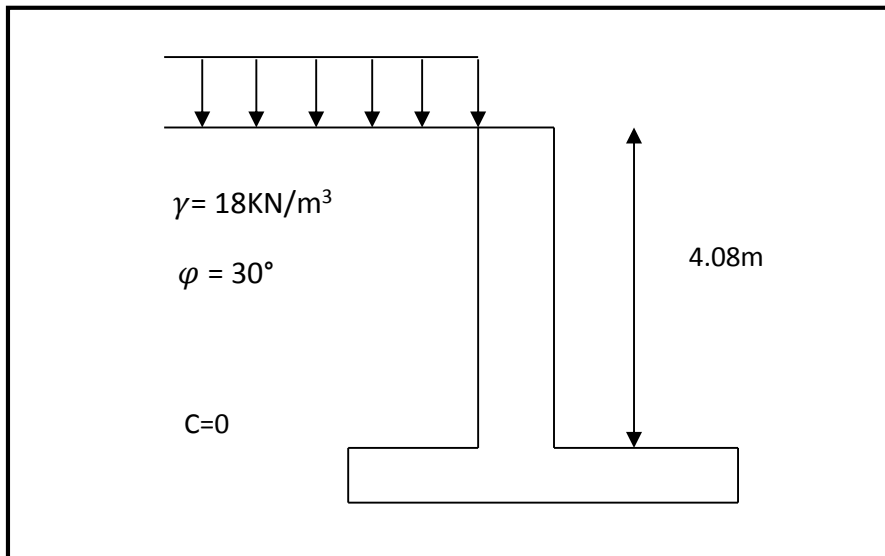


Figure VIII-1) : Schéma statique du Mur plaque

Contrainte de la poussée des terres:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$$

4 - Calcul des sollicitations:

➤ Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_h = \mathbf{0.5(1.35 \times 18 \times h + 1.5 \times 10)}$$

$$\sigma_h = \mathbf{12.15h + 7.5}$$

$$\text{Pour: } h=0\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 = 7.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{Pour: } h=4.08\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 = 57.07\text{KN/m}^2$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

$$\sigma_h = 0.5(10 + 18 \times h) = 9h + 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 0\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 4.08\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 = 41.72\text{KN/m}^2$$

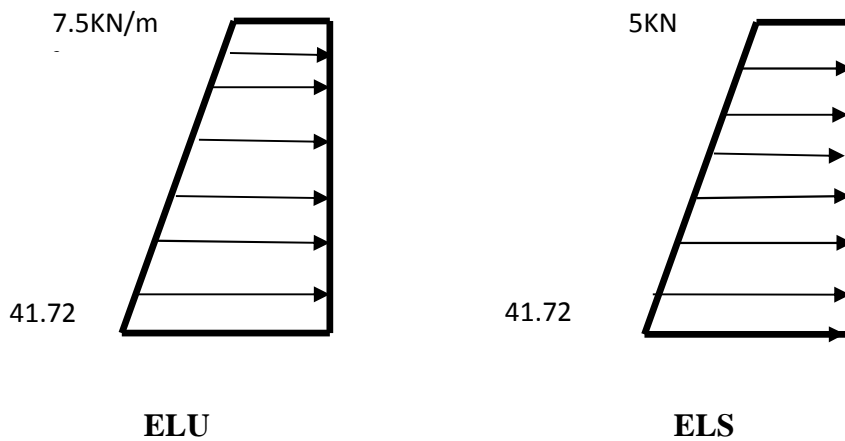


Figure VIII-2): diagrammes des contraintes.

5 - Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m:

ELU: $q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 57.07 + 7.5}{4} \times 1m = 44.67 \text{ KN/m}^2$

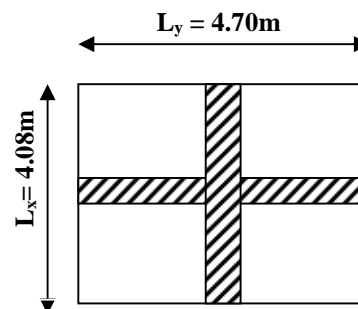
ELS: $q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 41.72 + 5}{4} \times 1m = 32.54 \text{ KN/m}^2$

VIII -2) Ferrailage de mur plaque:

1 - Identification des panneaux:

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.70} = 0.86$

Avec: $L_x = 4.08m$
 $L_y = 4.70 m$



Donc : $0,4 < \rho = 0.86 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

2 - Calcul a l'ELU:

On a : $\rho = 0.86$

$v = 0$

Donc : $\mu_x = 0.0498$

$\mu_y = 0.695$

Alors : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0498 \times 44.67 \times (4.08)^2 = 37.03 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.695 \times 37.03 = 25.73 \text{ KN.m}$

3- Correction des moments:

- **Sens x-x:**

Aux appuis: $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 37.03 = 18.51 \text{KN.m}$

En travée: $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 37.03 = 27.77 \text{KN.m}$

- **Sens y-y:**

Aux appuis: $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 25.73 = 13.88 \text{KN.m}$

En travée: $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 25.73 = 20.82 \text{KN.m}$

4 - Calcul des armatures :

On a : $b = 100 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

Sens	Mu (KN.M)	μ	B	Obs	Amin (Cm ²)	Ast (Cm ²)	Aadp (Cm ²)	St (cm)
X-X	Ma = 18.51	0.046	0.975	SSA	2	3.20	5HA12= 5.65	15
	Mt = 27.77	0.068	0.965	SSA	2	4.86	5HA12 = 5.65	15
Y-Y	Ma =13.88	0.034	0.983	SSA	2	2.38	5HA12 = 5.65	15
	Mt = 20.82	0.050	0.974	SSA	2	3.61	5HA12 = 5.65	15

Tableau VIII-1): Calcule des la section d'armatures.

5 - Recommandation RPA:

- Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes:
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$;

h : épaisseur du voile = 20 cm

6 - Vérification a l'ELU:

•Vérification de la condition de non fragilité :

$$M_x \geq m_0 \times \frac{3 \times \rho}{2}$$

Avec: m_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

➤ Sens x-x:

$$A_{\min} \geq b \times h \times m_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{3-0.86}{2} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

➤ Sens y-y:

$$A_{\min} = m_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2$$

• Vérification des espacements:

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

➤ Sens x-x:

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

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

➤ Sens y-y:

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement:

➤ Sens x-x:

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{856.60}{3 \times 4.70} = 60.75 \text{ KN}$$

Avec : $p = q_u \times l_x \times l_y = 44.67 \times 4.08 \times 4.70 = 856.60 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Et: } V_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{60.75 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.357 \text{ MPa} \leq V_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ **Sens y-y:**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{856.60}{(2 \times 4.70) + 4.08} = 63.54 \text{ KN}$$

$$\text{Et: } V_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{63.54 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.373 \text{ MPa} \leq V_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

7- Vérification a l'ELS:

$$\text{On a: } \rho = 0.86$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Donc: } \mu_x = 0.0569$$

$$\mu_y = 0.791$$

$$\text{Alors: } M_{0x} = \mu_x \text{ qs } l_x^2 = 0.0569 \times 32.54 \times (4.08)^2 = 30.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.791 \times 30.82 = 24.37 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments:**

Sens x-x:

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 30.82 = 15.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 30.82 = 23.12 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 24.37 = 12.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 24.37 = 18.27 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd}$$

Sens	Ms (KN.M)	As	ρ	β1	k	σs (MPa)	σbc (MPa)	σbc (MPa)	Obs
X-X	Ma=15.41	5.65	0.333	0.910	40.56	176.30	4.34	15	CV
	Mt =23.12	5.65	0.333	0.910	40.56	264.51	6.52	15	CV
Y-Y	Ma=12.18	5.65	0.333	0.910	40.56	139.35	3.43	15	CV
	Mt =18.27	5.65	0.33	0.910	40.56	209.02	5.15	15	CV

Tableau VIII-2): Vérifications des contraintes.

8 -Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

l_x : portée entre nus d'appuis

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS

M_t = 23.12KN.m

M₀ : Moment max de la travée isostatique $M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{32.54(4,08)^2}{8} = 67.70KN. m$

A_{st} : Section des armatures **5.65cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **17cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0,049 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{23.12}{20 \times 67.70} = 0,017 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 17} = 00033 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

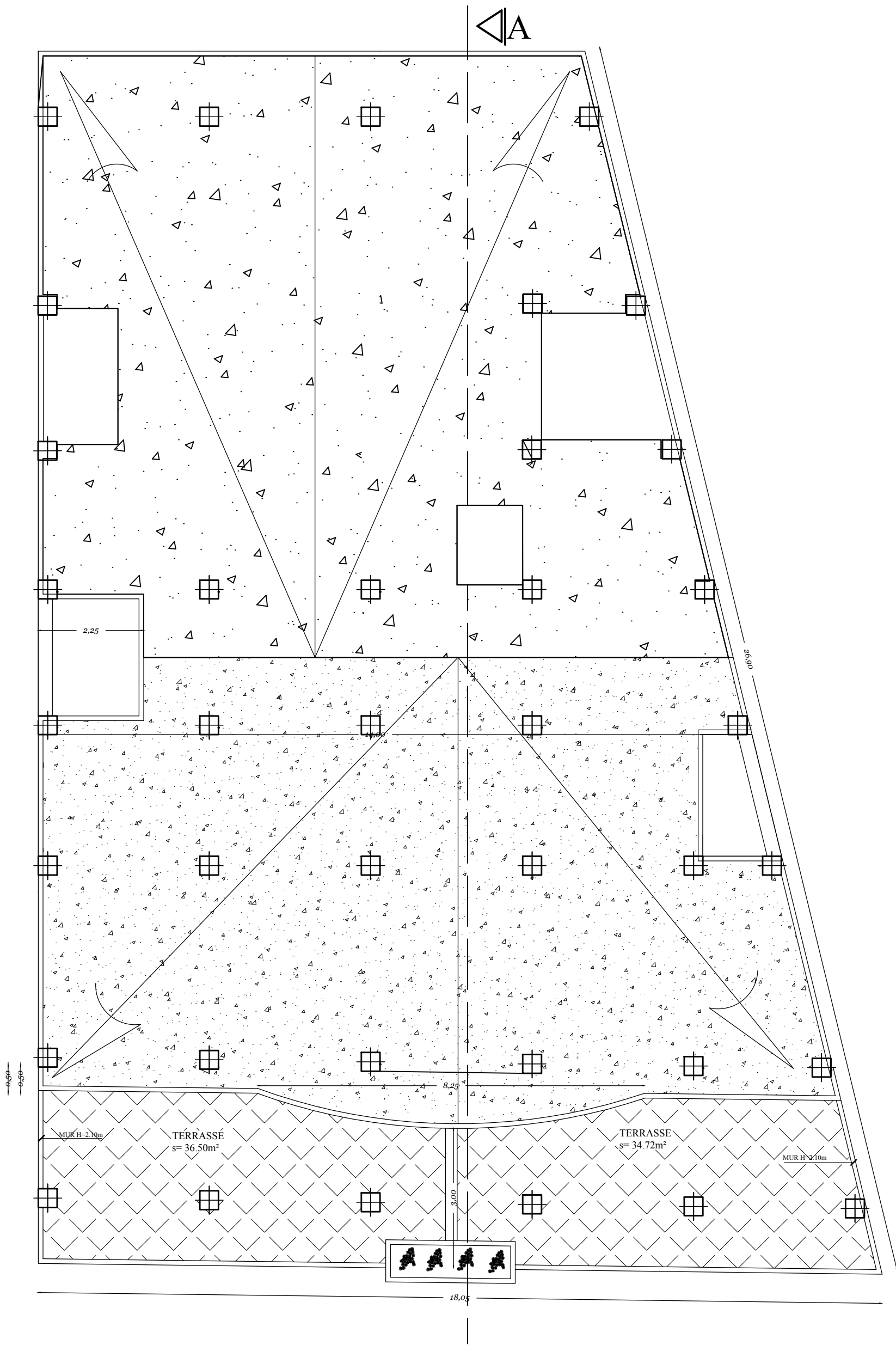
En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

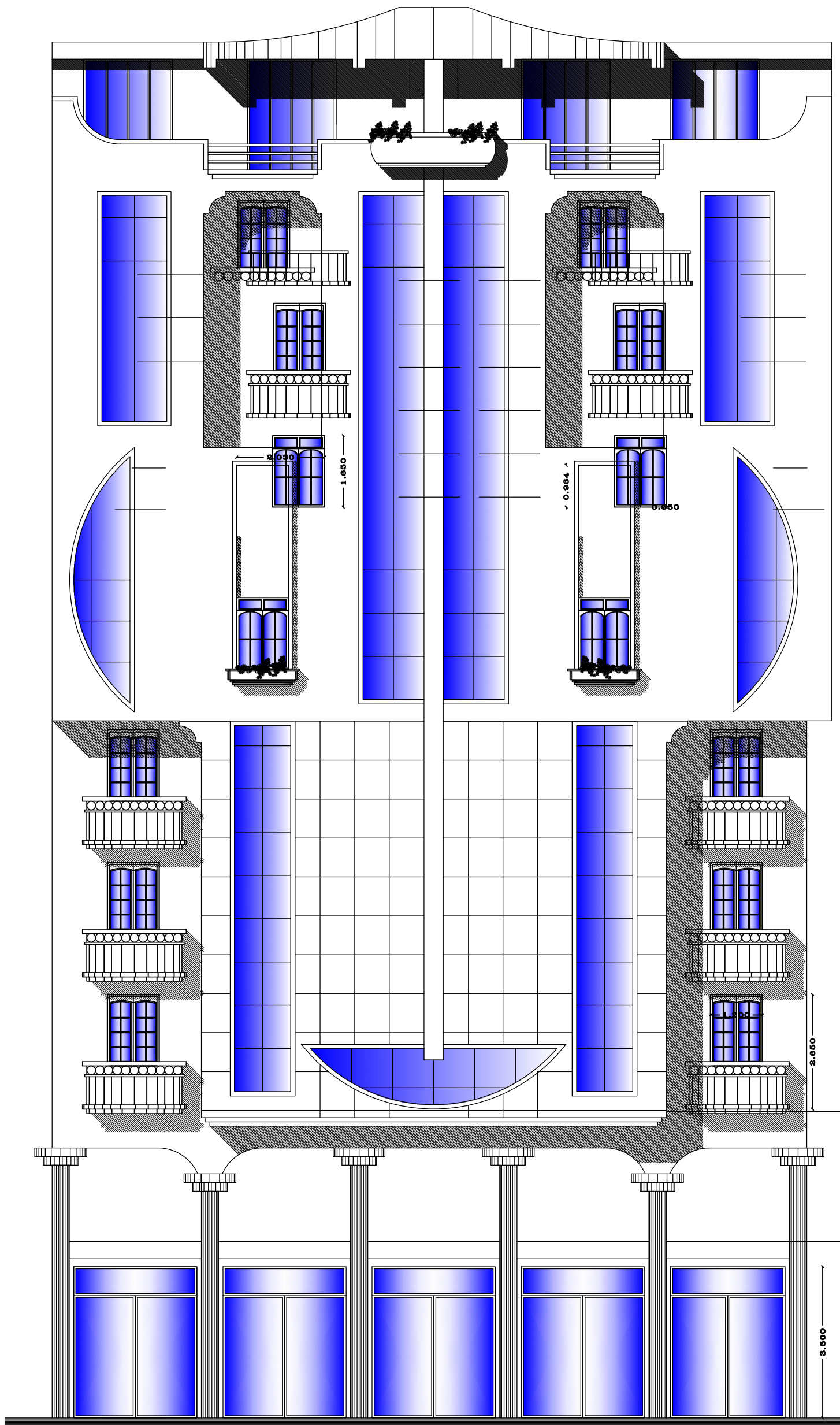
Bibliographie

- **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.**
- **Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.**
Jean PERCHAT, Jean ROUX
- **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**
- **DTR B.C 2-41 règles de conception et calcul des structures en béton armé CBA.93.**
- **Cours et TD des années de spécialité**
- **Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.**



PLAN DE TOITURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia. Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: Plan du Toiture	Plan N°7



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

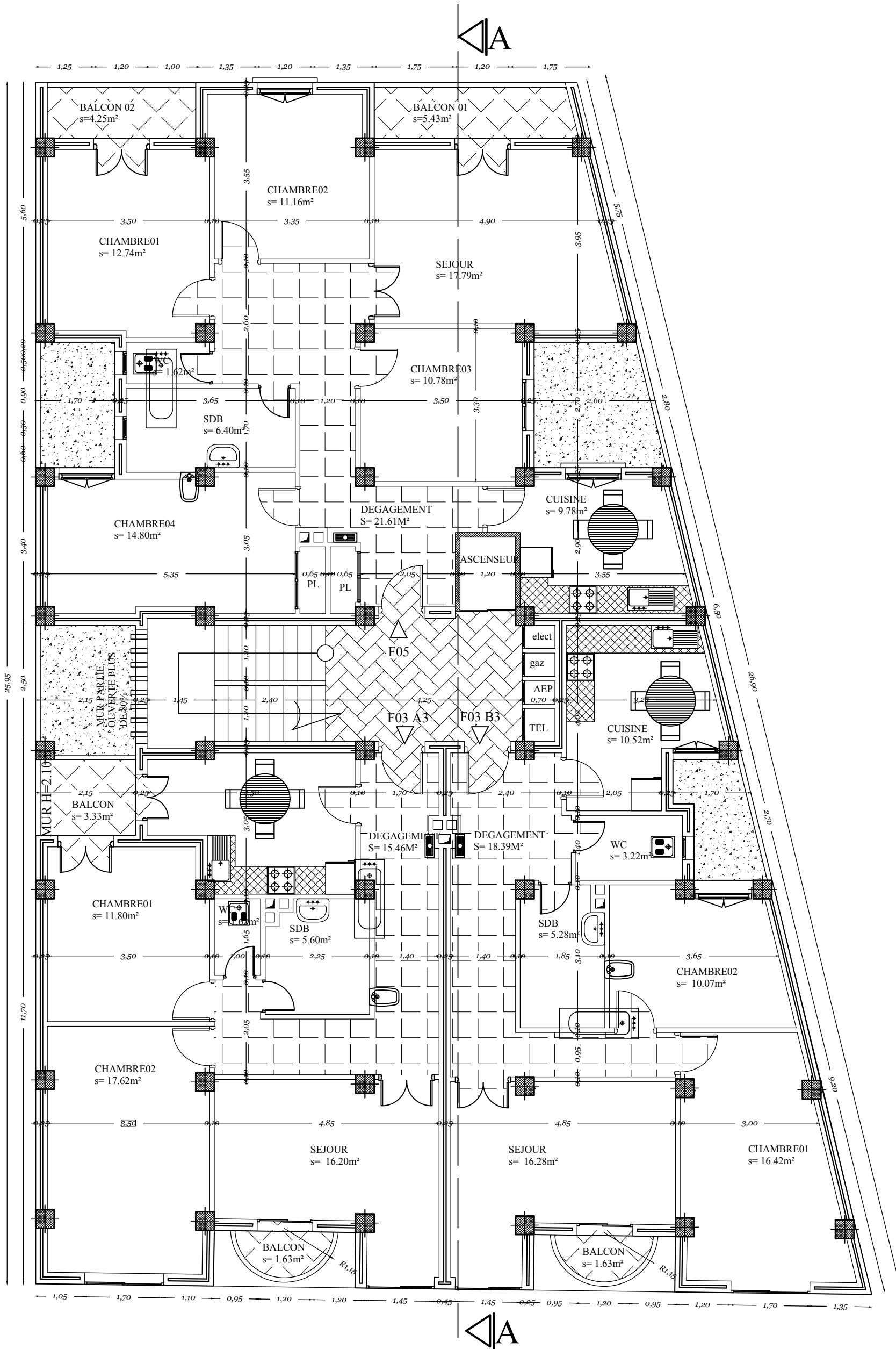
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Projet : Construction à usage d'habitation et commercial
en R+7+ Attique+S- Sol

Étudié par: Melle AMIAR Fatiha
Melle TASSLENT Dyhia.
Dirigé par: Mr. IDDIR. A

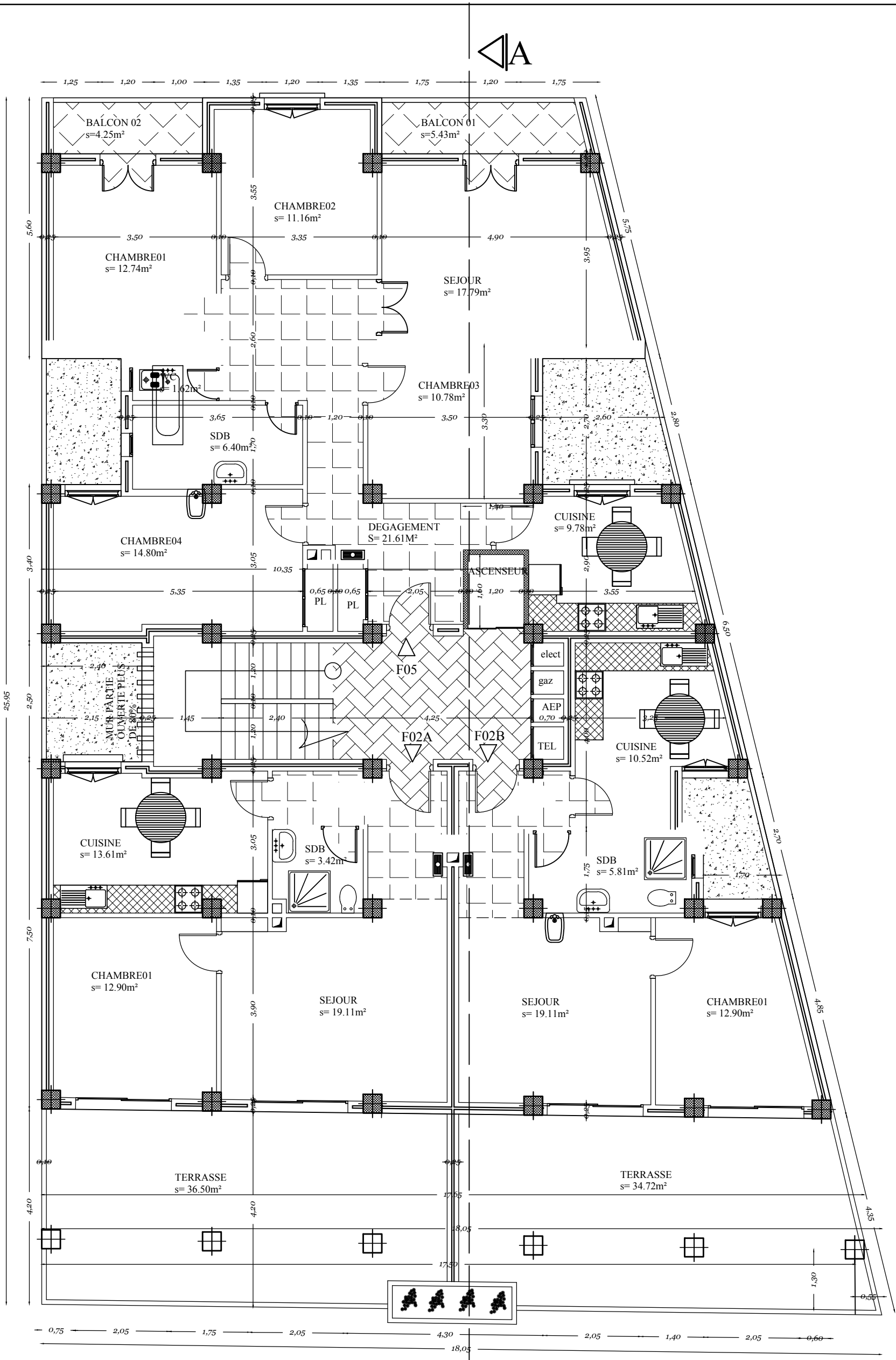
Facade Principale

Plan N°8



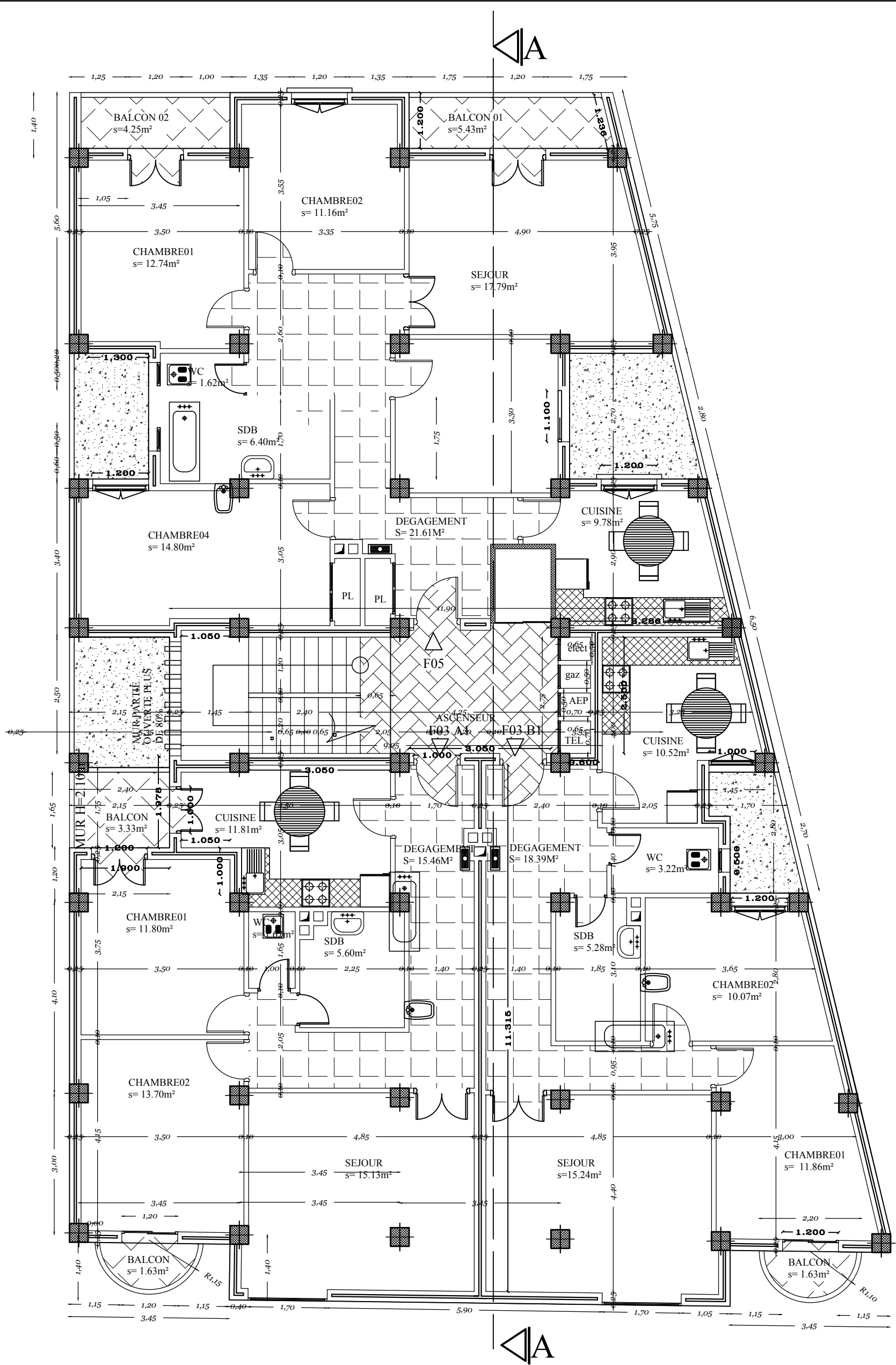
PLAN D'ETAGE 07 et 08

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia. Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: plan du L'etage courant	Plan N°5



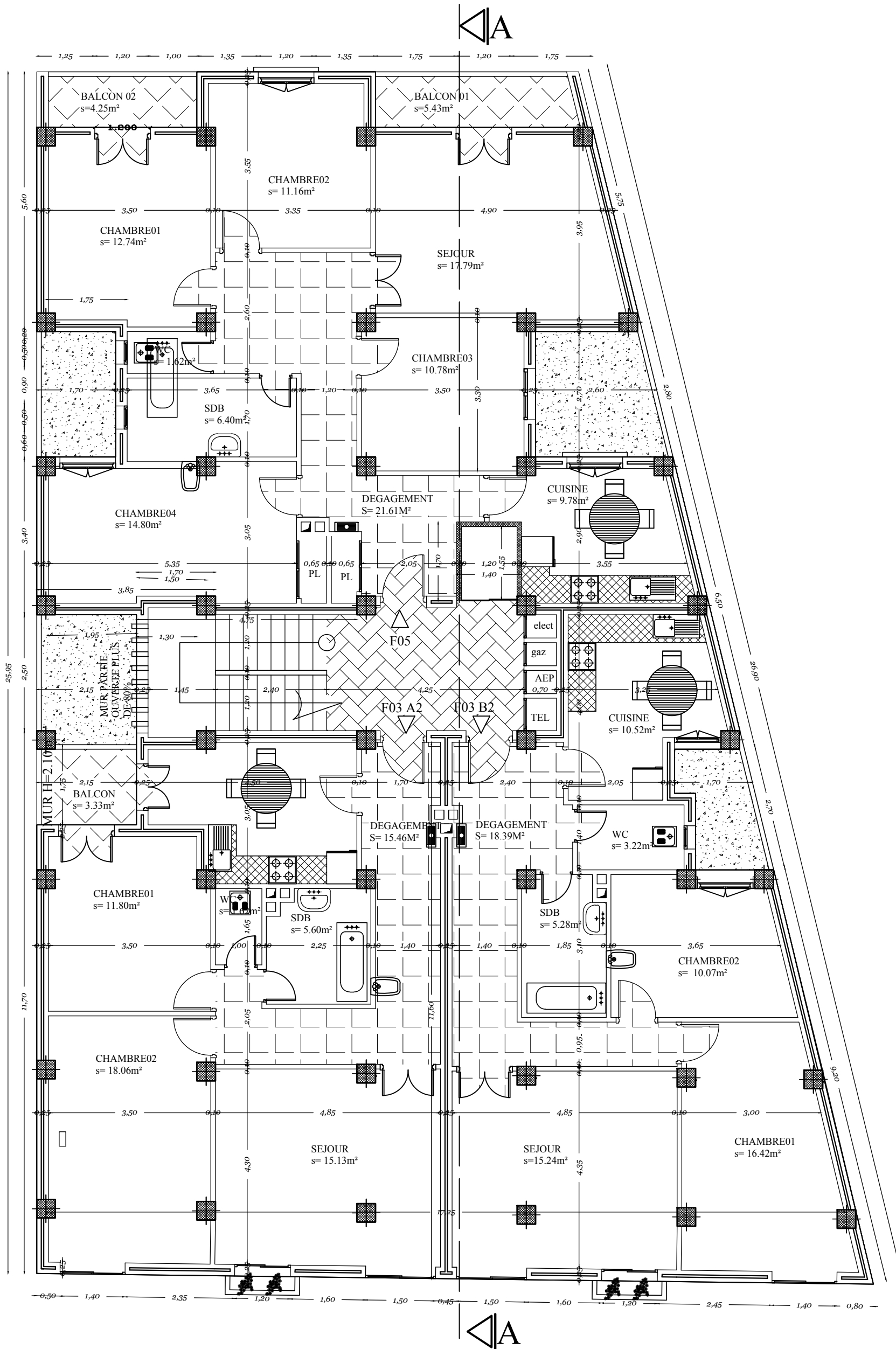
PLAN D'ETAGE ATIQUE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia. Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: plan du L'Etage Attique	Plan N°6



PLAN D'ETAGE 02;03 et 4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia. Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: Plan du L'étage Courant	Plan N°3



PLAN D'ETAGE 05 et 06

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

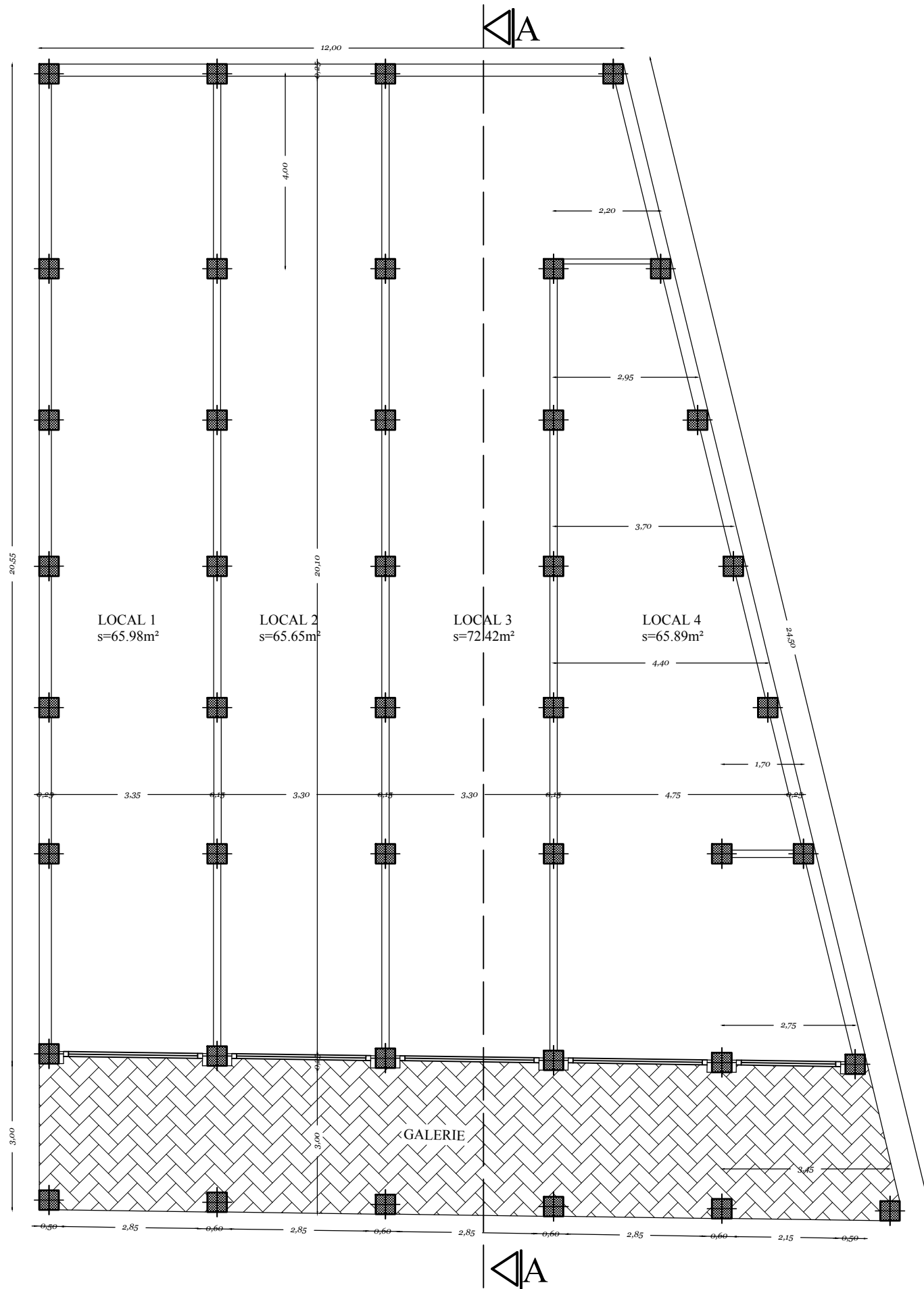
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Projet : Construction à usage d'habitation et commercial
en R+7+ Attique+S- Sol

Etudié par: Melle AMIAR Fatiha
Melle TASSLENT Dyhia
Dirigé par: Mr. IDDIR. A

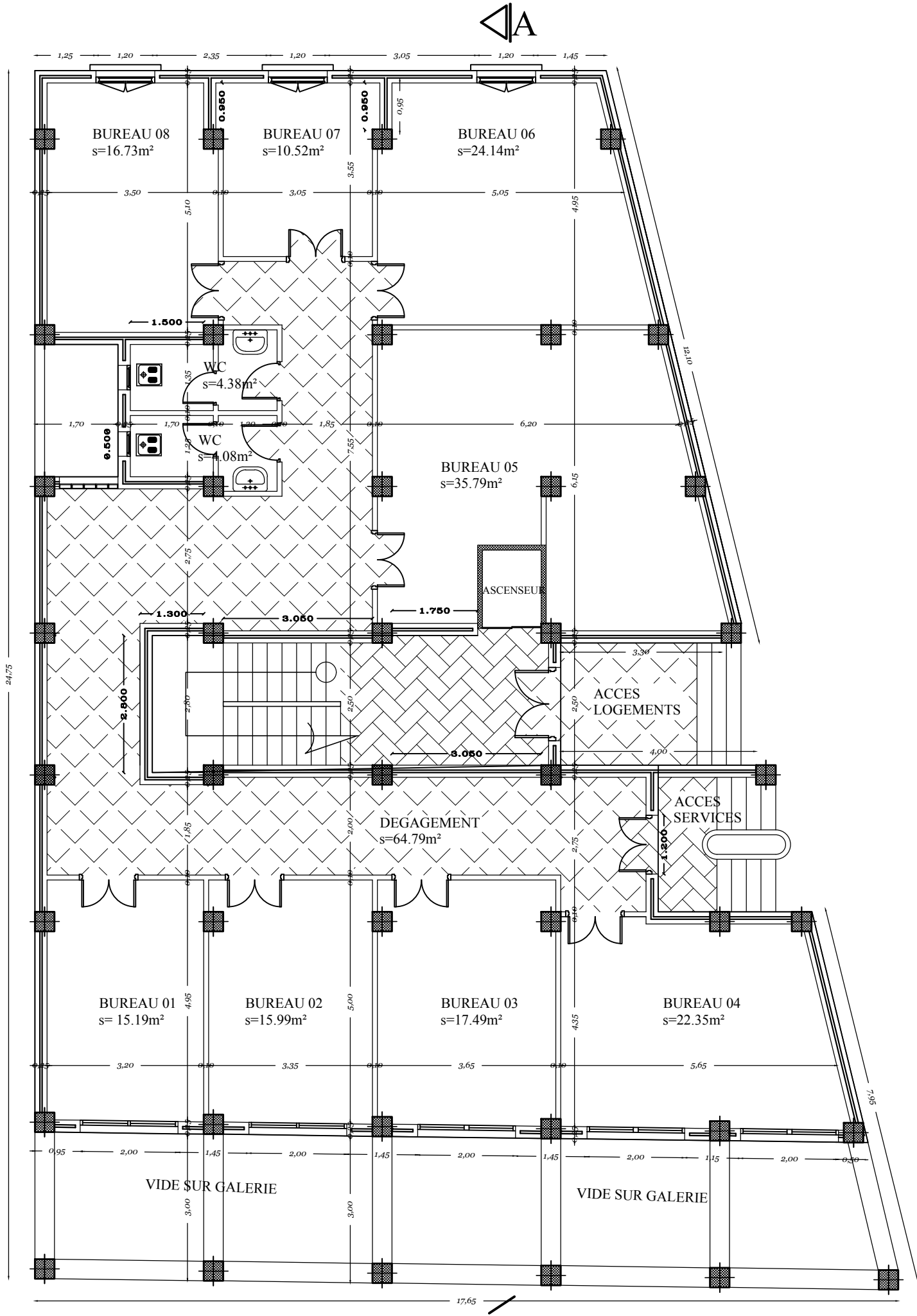
Titre: plan du
L'étage courant

Plan N°4



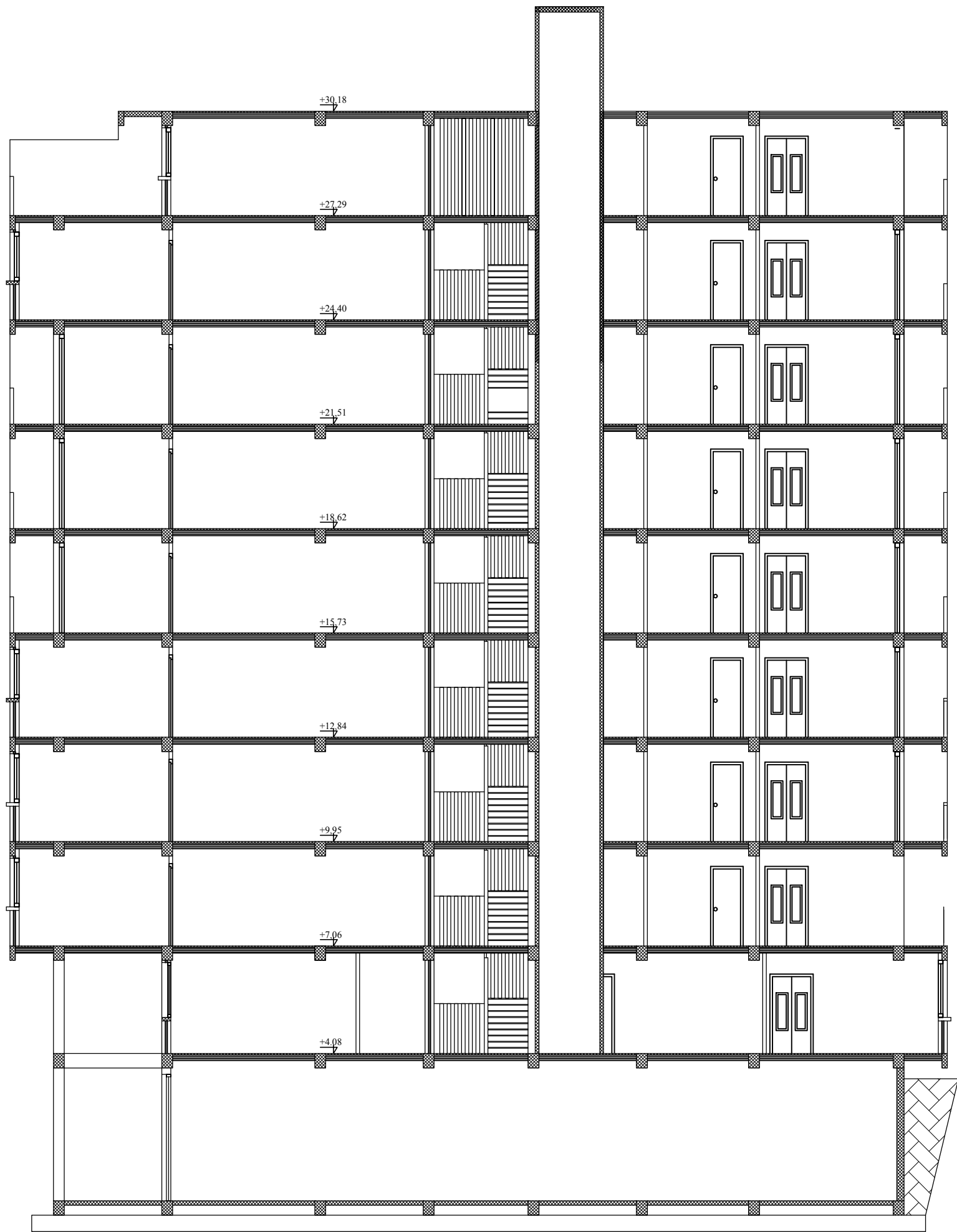
PLAN de REZ DE CHAUSSEE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia	Titre: Plan Du Sous-Sol	Plan N°1
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		



PLAN ETAGE DU SERVICES ECH 1/50

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia.	Titre: Plan Du RDC	Plan N°2
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		



COUPE A- A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil

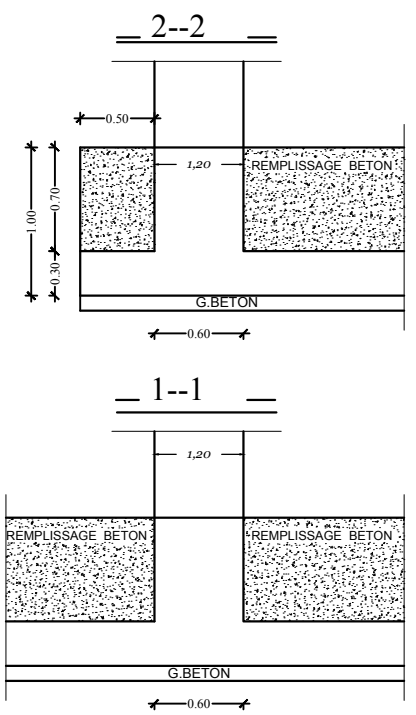
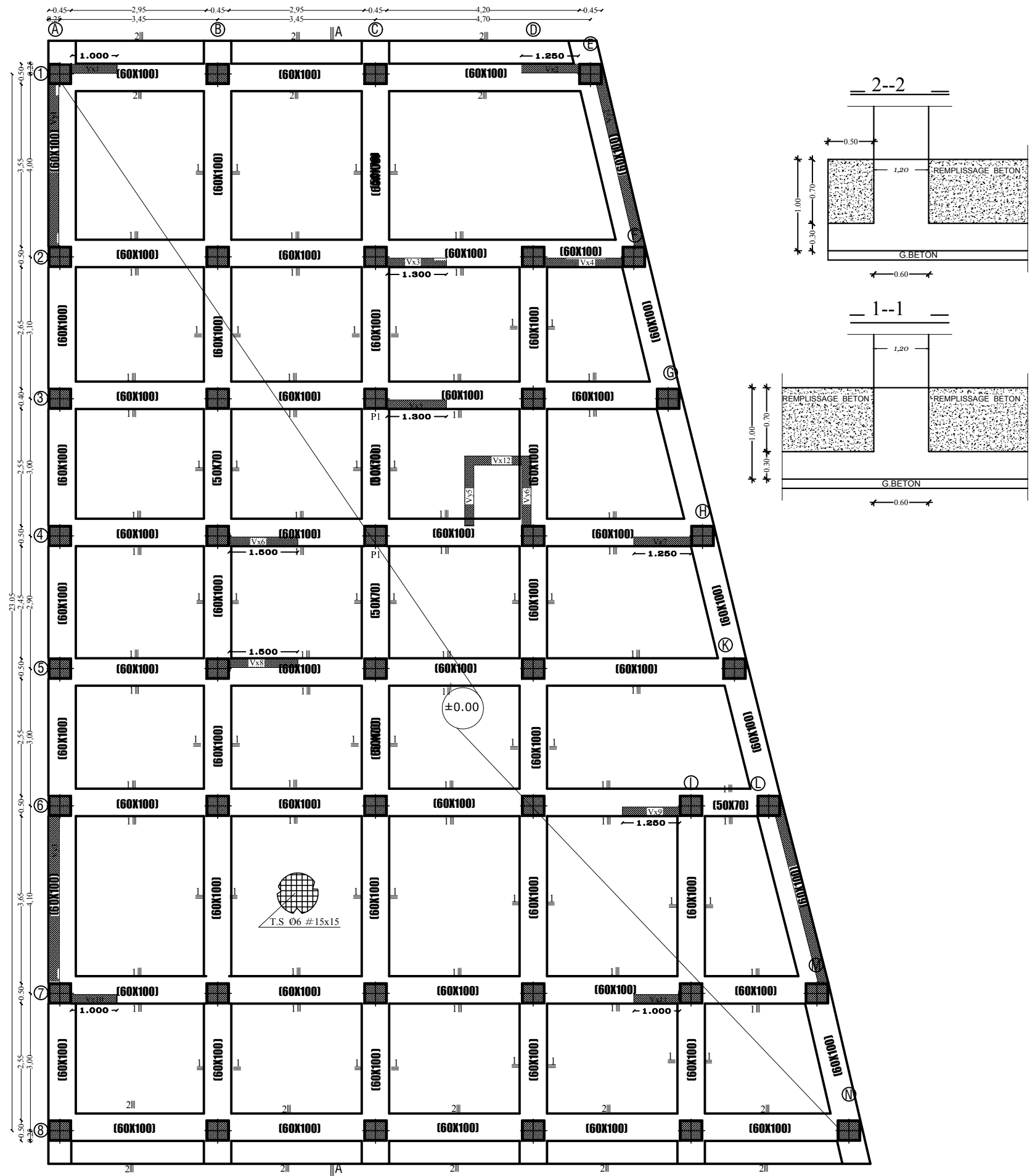
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial
en R+7+ Attique+S- Sol

Etudié par: Melle AMIAR Fatiha
Melle TASSLENT Dyhia.

Dirigé par: Mr. IDDIR. A

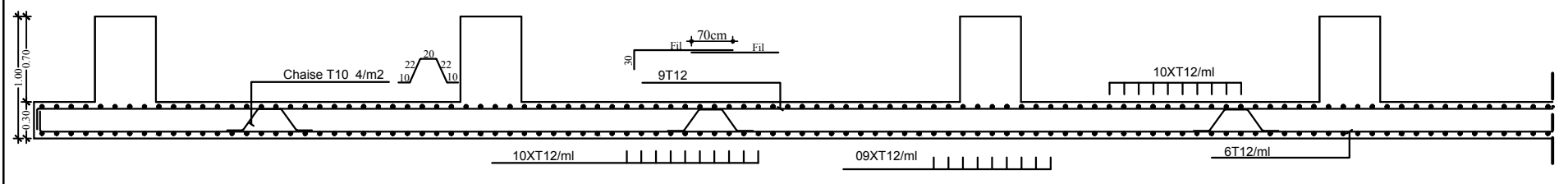
Titre: cCOUPE A-A

Plan N°9

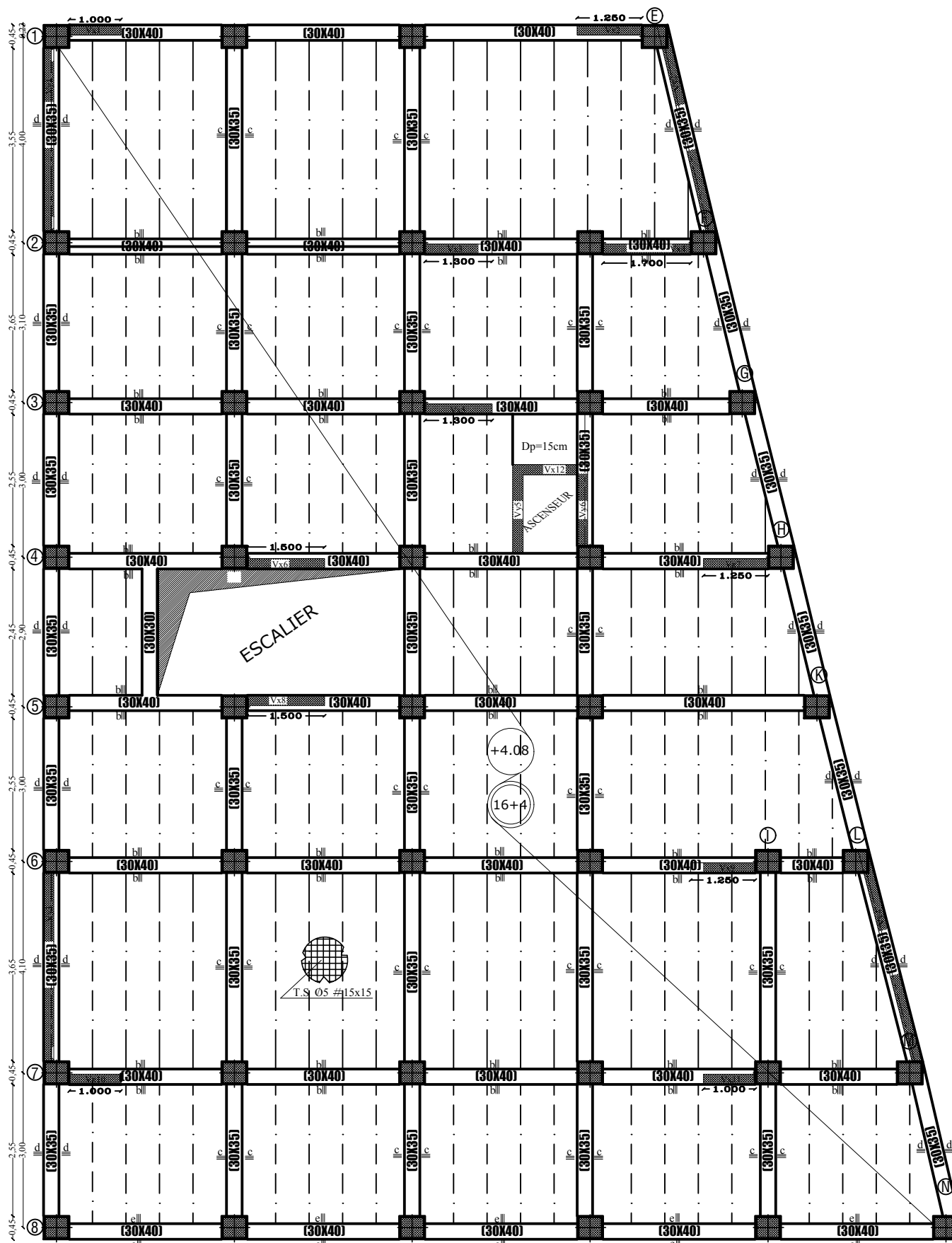


COFFRAGE DE FONDATION

coupe A-A
Ferr Radier

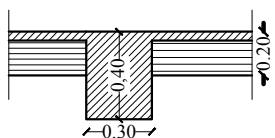


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: coffrage Fondation Niv : +0.0 FERRAILLAGE radier	Plan N°1

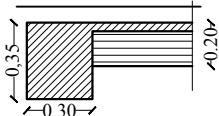


COFFRAGE PLANCHER NIV:+4.08m

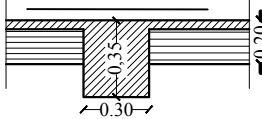
COUPE b-b



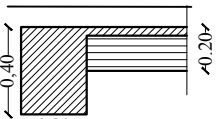
COUPE d-d



COUPE c-c



COUPE e-e



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

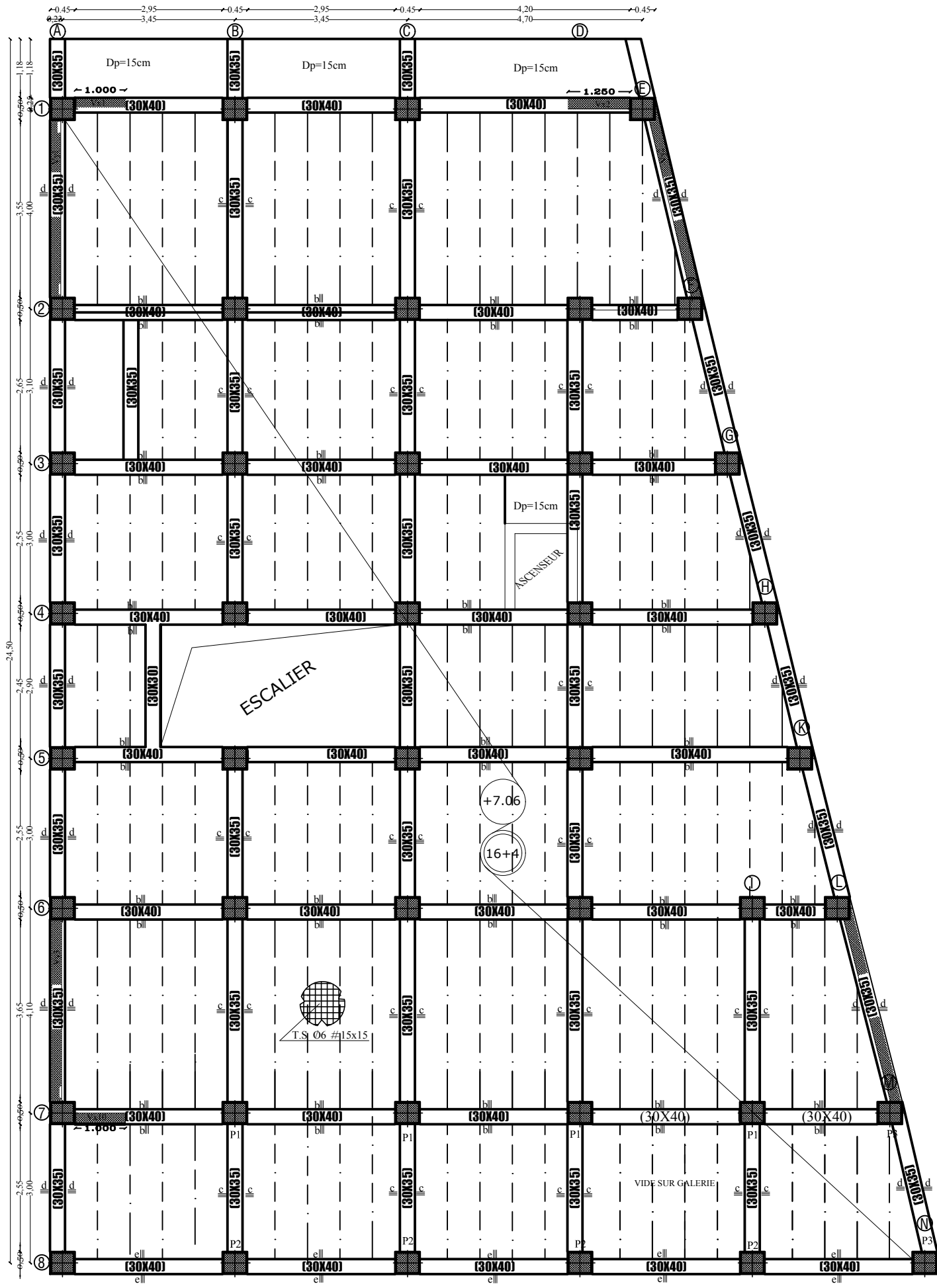
Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil

Projet : Construction à usage d'habitation et commercial
en R+7+ Attique+S- Sol

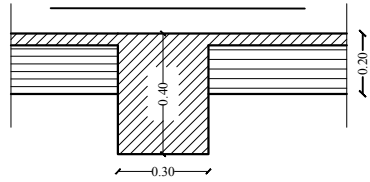
Étudié par: Melle AMIAR Fatiha
Melle TASSLENT Dyhia
Dirigé par: Mr. IDDIR. A

Titre:
COFFRAGE PLANCHER
NIV:+4.08m

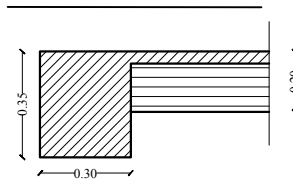
Plan N°2



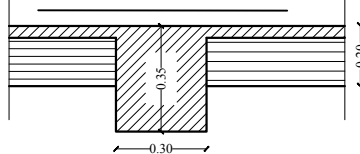
COUPE b-b



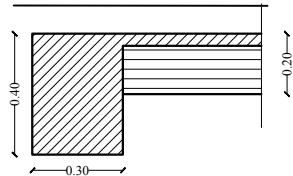
COUPE d-d



COUPE c-c

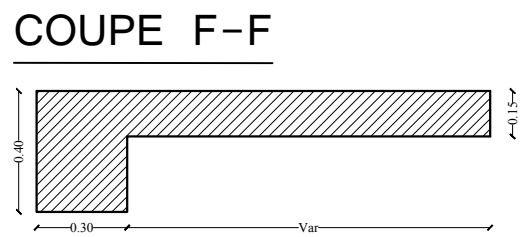
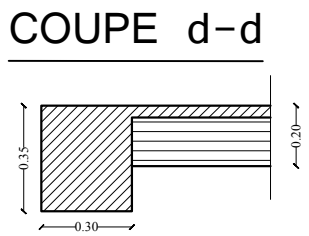
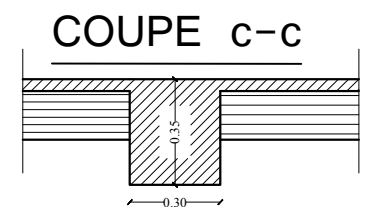
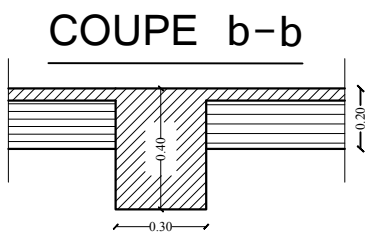
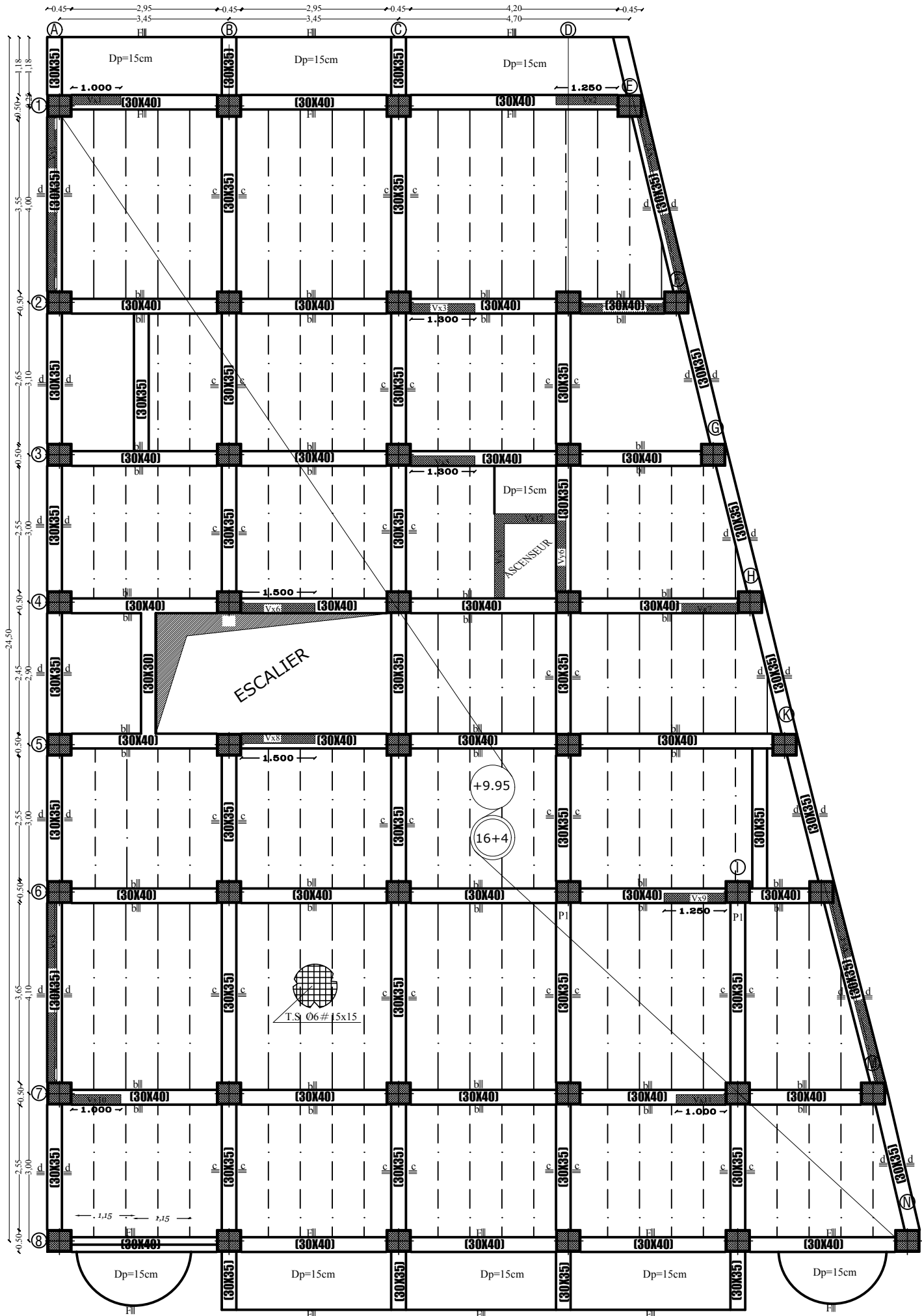


COUPE e-e



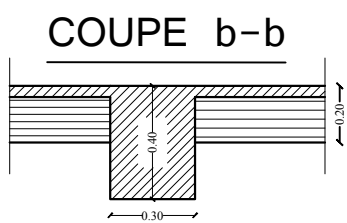
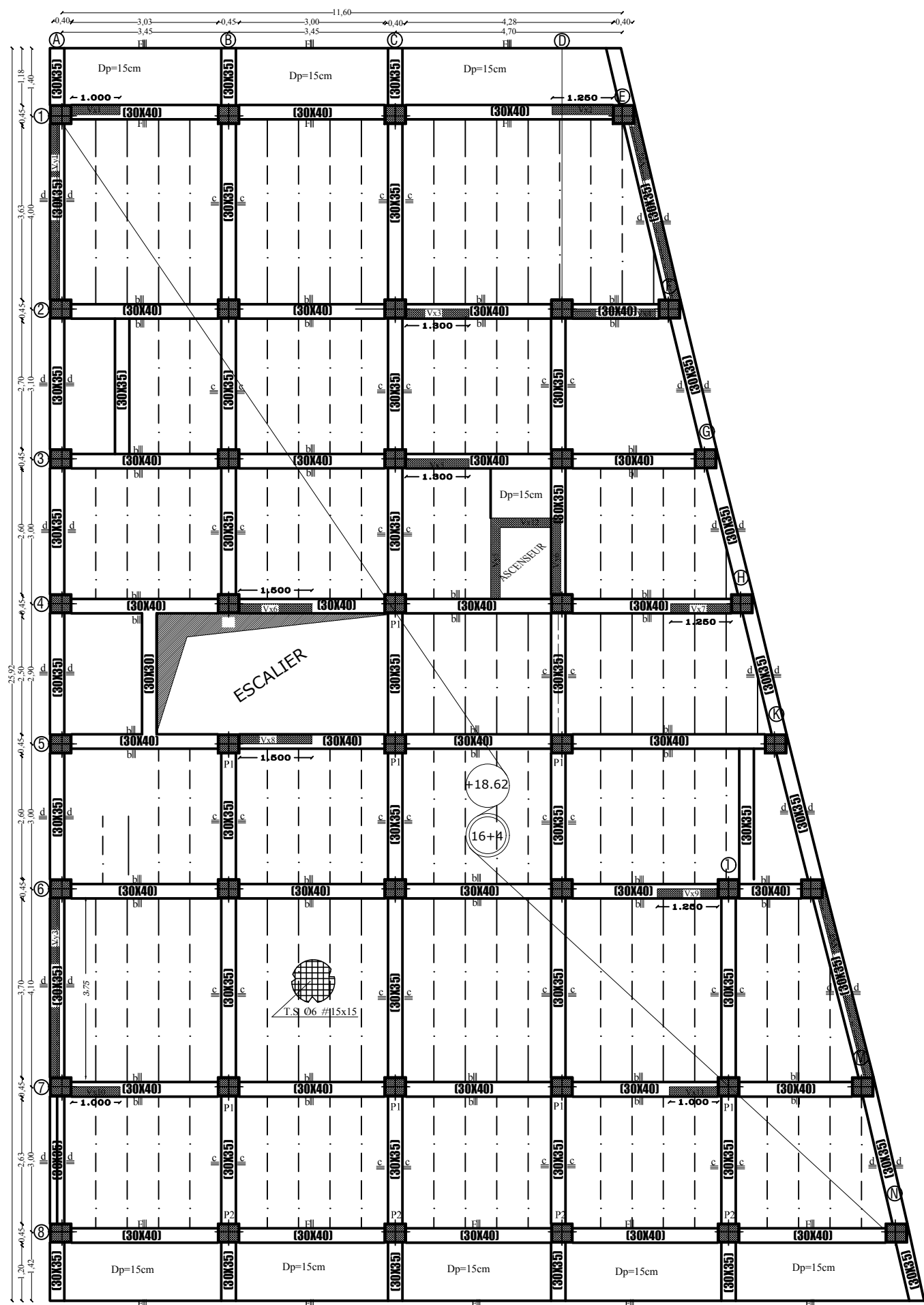
COFFRAGE PLANCHER NIV:+7.06m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV:+7.06m	Plan N°3

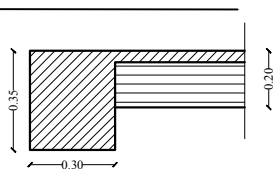


COFFRAGE PLANCHER NIV:+9.95;+12.84;+15.73m

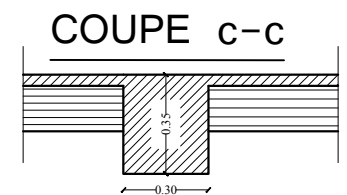
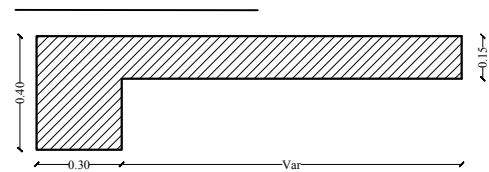
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSENT Dyhia.	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV:+9.95;12.84;15.73m	Plan N°4
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		



COUPE d-d

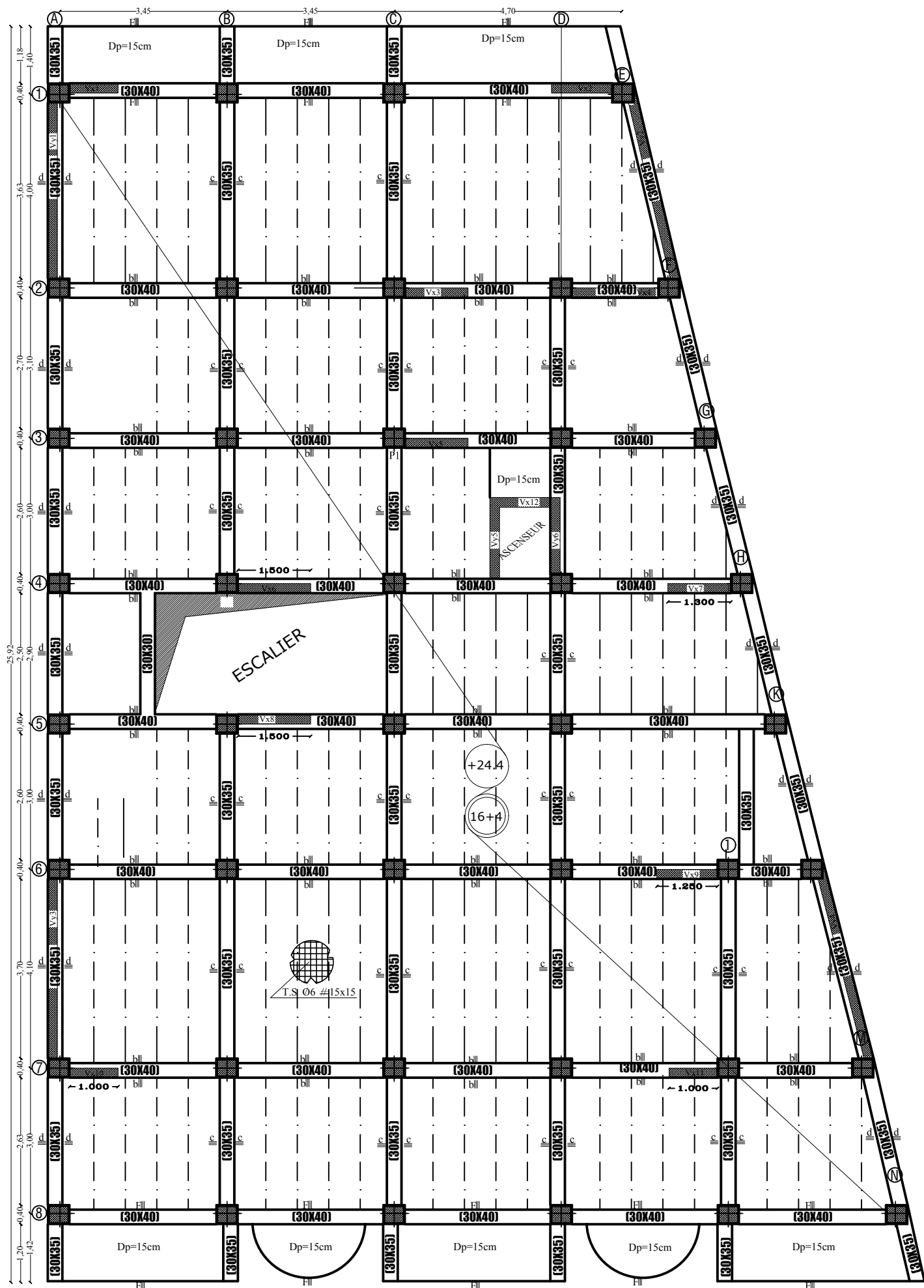


COUPE F-F

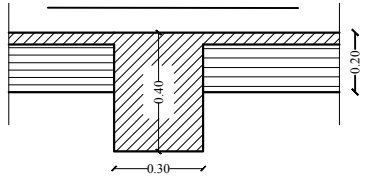


COFFRAGE PLANCHER NIV:+18.62;+21.51m

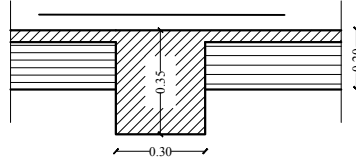
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha	Titre: COFFRAGE PLANCHER	Plan N°5
Dirigé par: Mr. IDDIR. A	NIV:+18.62;21.51m	



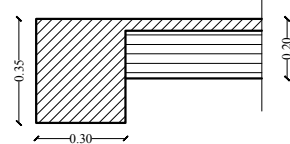
COUPE b-b



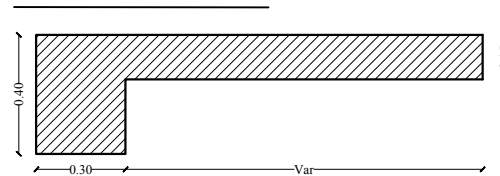
COUPE c-c



COUPE d-d

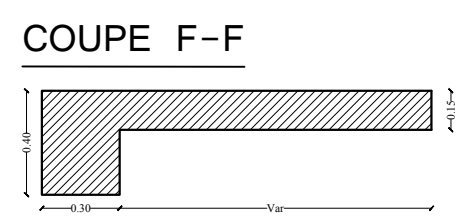
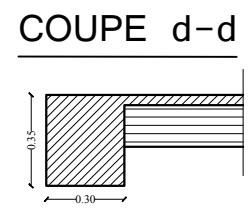
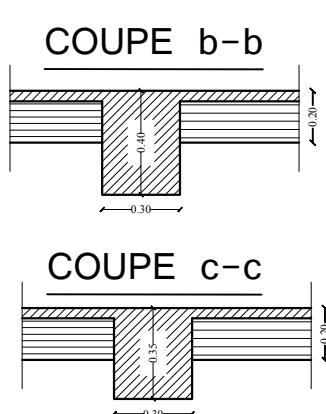
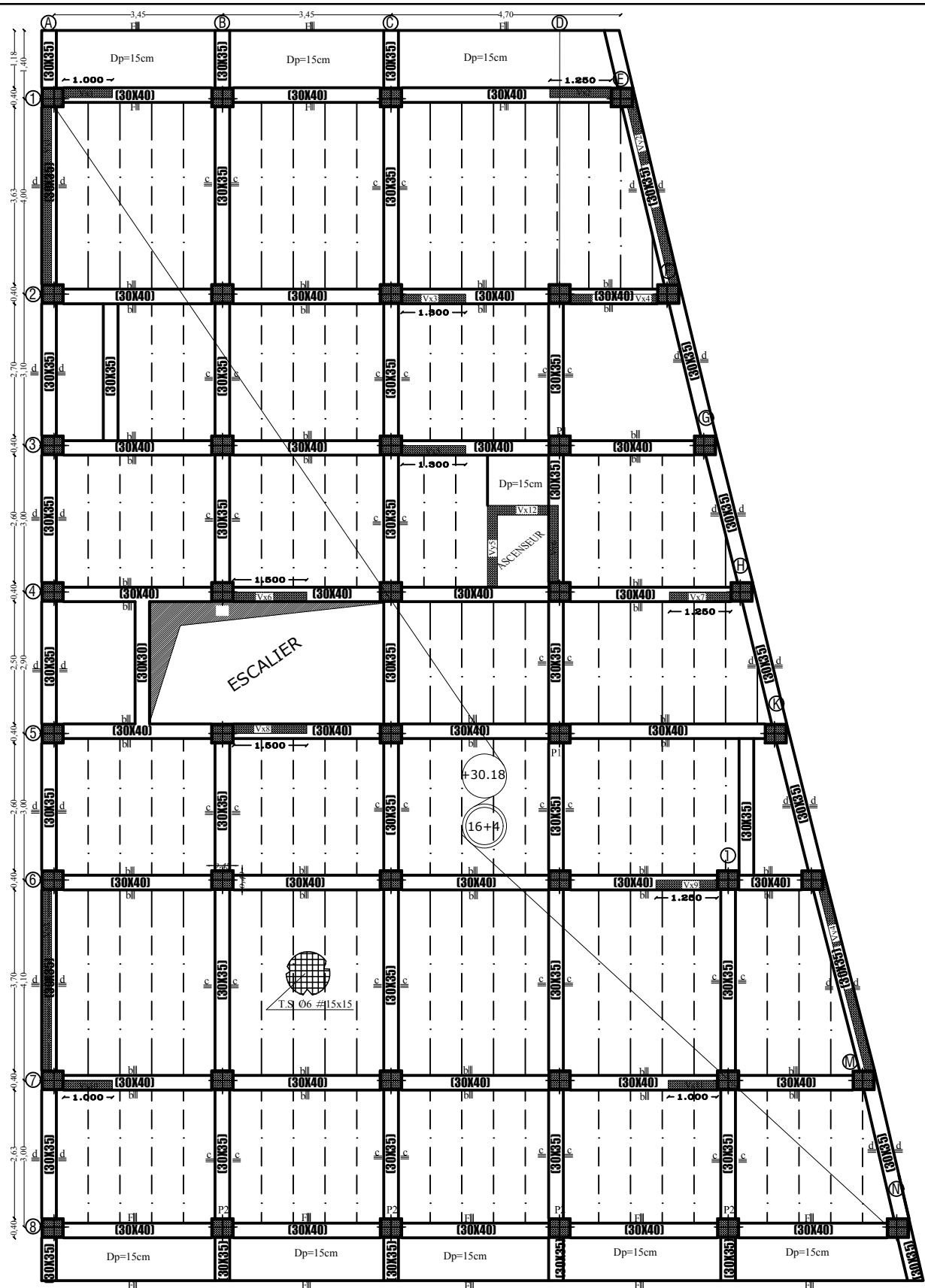


COUPE F-F



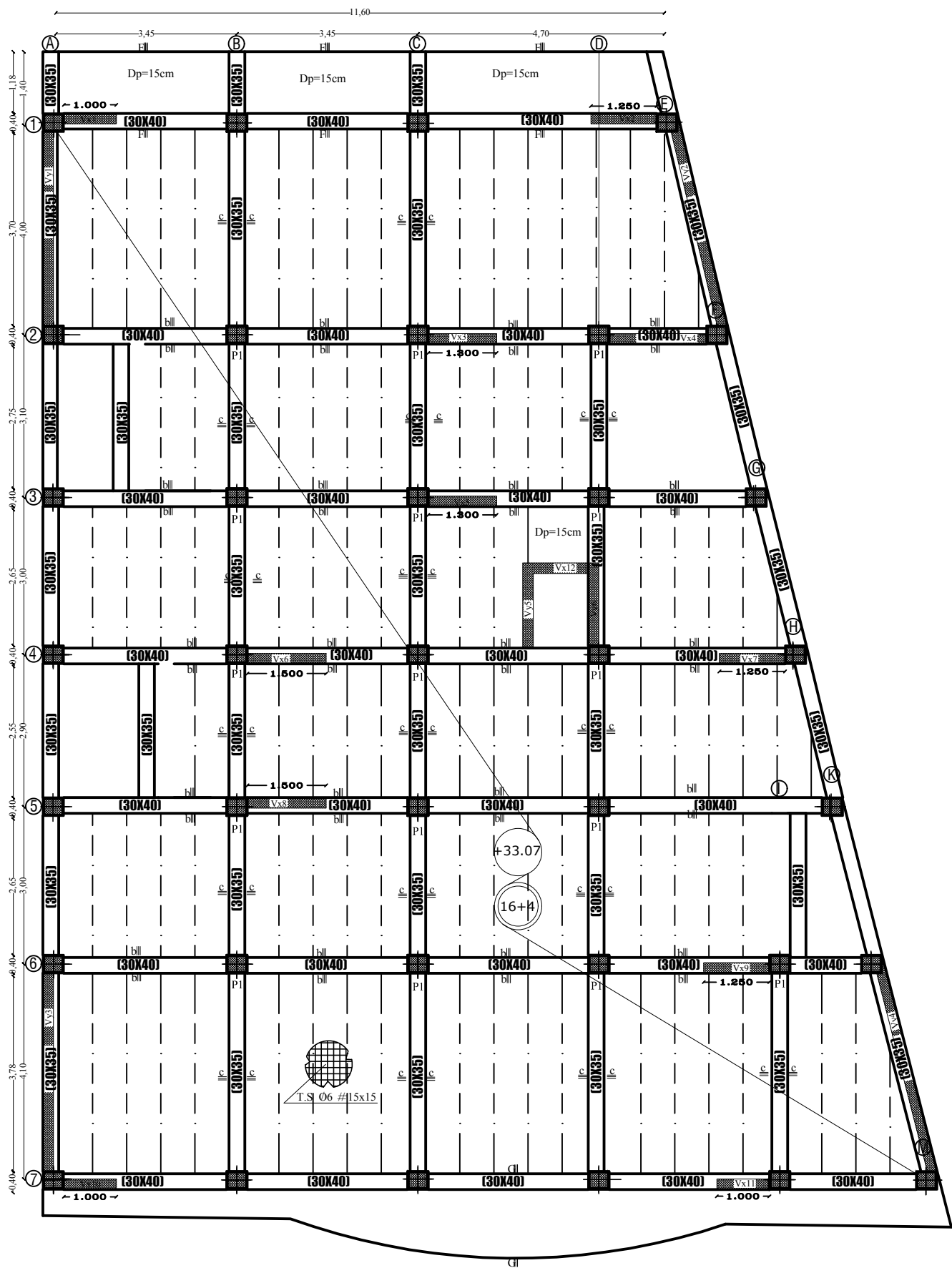
COFFRAGE PLANCHER NIV:+24.40;27.29m

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV:+24.4;27.29m	Plan N°6

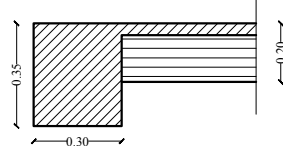


COFFRAGE PLANCHER NIV:+30.18m

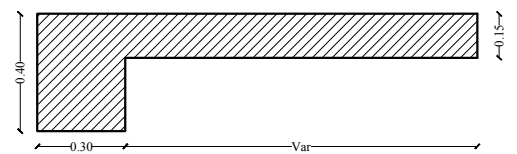
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV:+30.18m	Plan N°7
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		



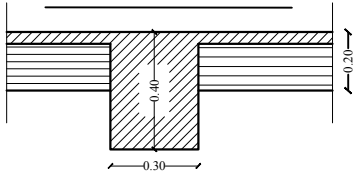
COUPE d-d



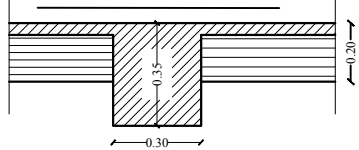
COUPE F-F



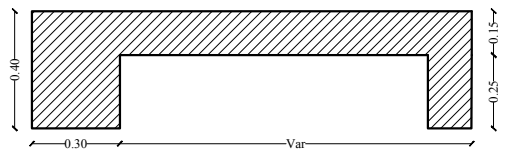
COUPE b-b



COUPE c-c



COUPE G-G



COFFRAGE PLANCHER NIV:+33.07m

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté de Génie de la construction Département de Génie Civil

Projet : Construction à usage d'habitation et commercial
en R+7+ Attique+S- Sol

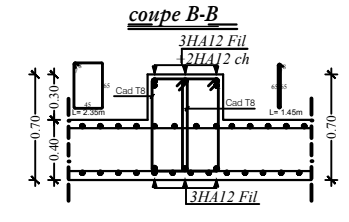
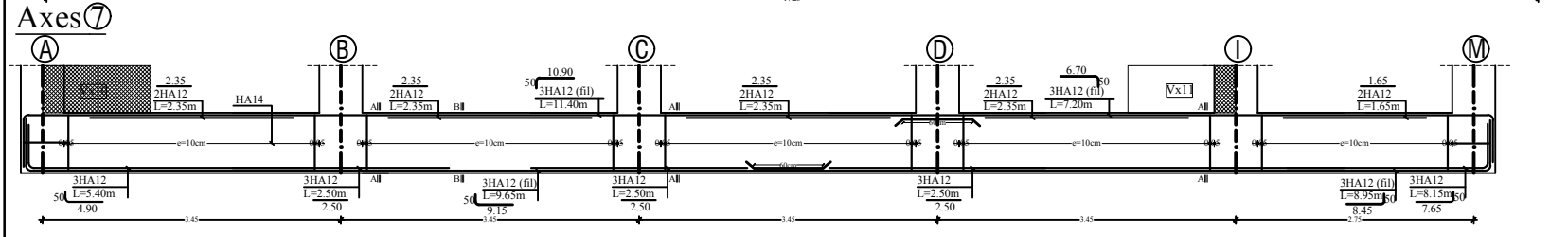
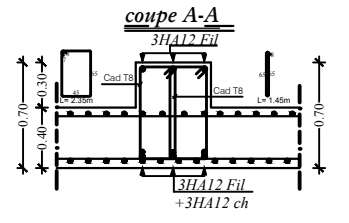
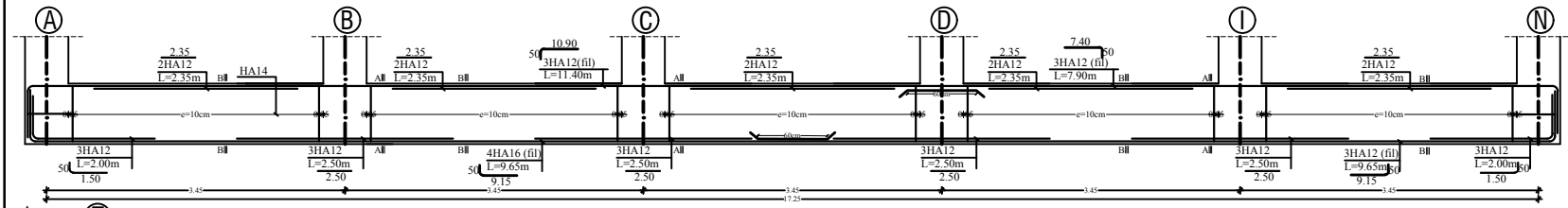
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha
Melle TASSLENT Dyhia
Dirigé par: Mr. IDDIR. A

Titre:
COFFRAGE PLANCHER
NIV:+33.07m

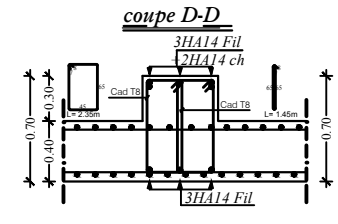
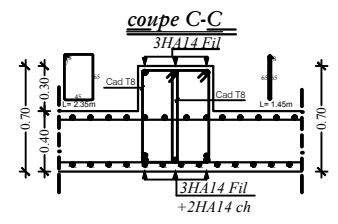
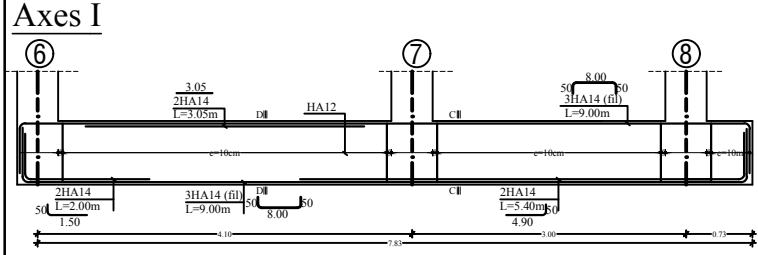
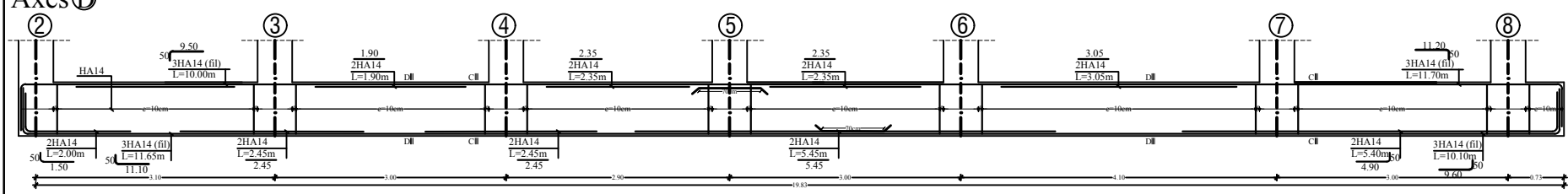
Plan N°8

Coffrage et Ferrailage Des Nervure:

SENS X-X



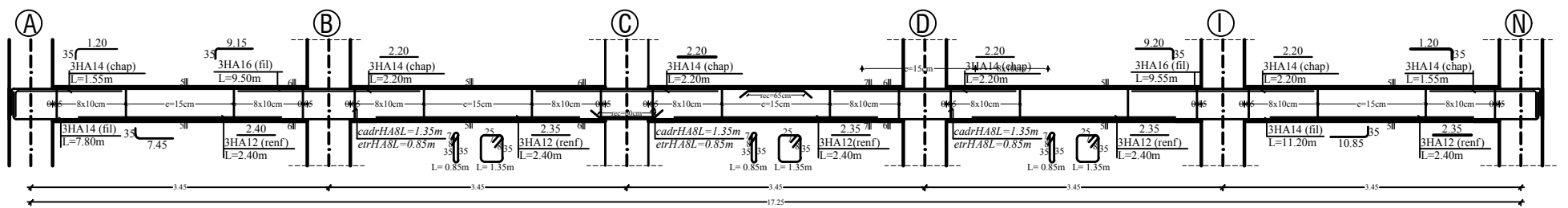
SENS Y-Y



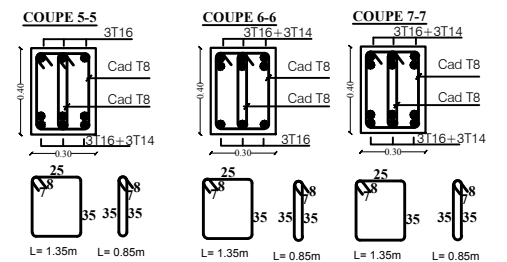
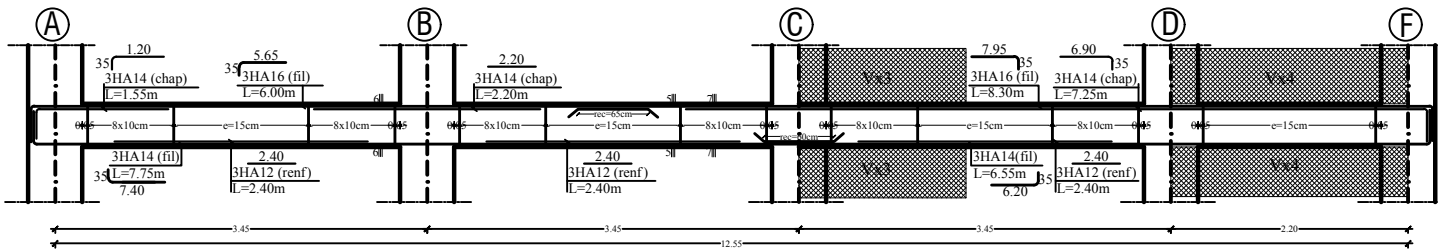
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Genie de la construction Département de Genie Civil		
Projet : Construction a usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha	Titre: COFFRAGE ET FERRAILAGE DU LA NERVEUR	Plan N°9
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		

Coffrage et Ferrailage Des poutres Principales (30x40)

Axes 8; NIV:+4.08;+7.06;+9.95;+12.84;+21.58



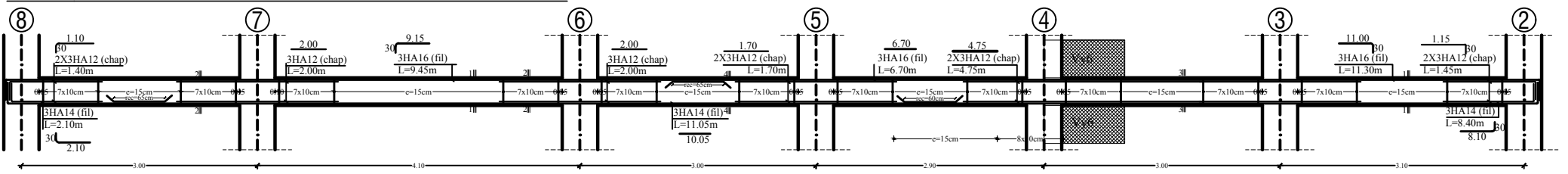
Axes 2; NIV:+4.08;+7.06;+9.95;+12.84;+21.58



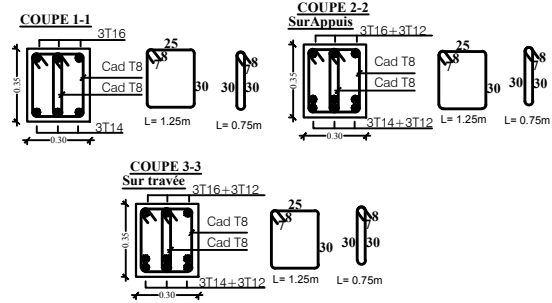
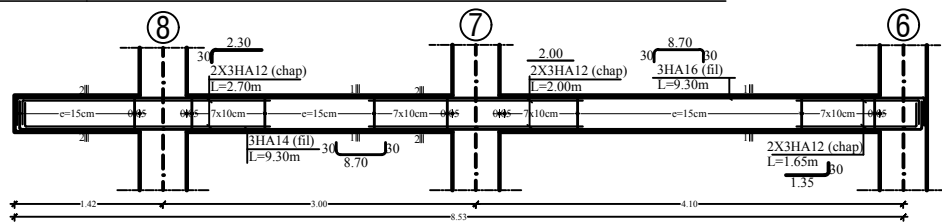
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction a usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatima Melle TASSLENT Dyhia Dirigé par: Mr. IDDIR. A	Titre: Coffrage et Ferrailage Des poutres principales (30x40)	Plan N°10

Coffrage et Ferrailage Des poutres secondaires (30x35)

Axes D; NIV:+4.08;+7.06;+9.95;+12.84;+21.58

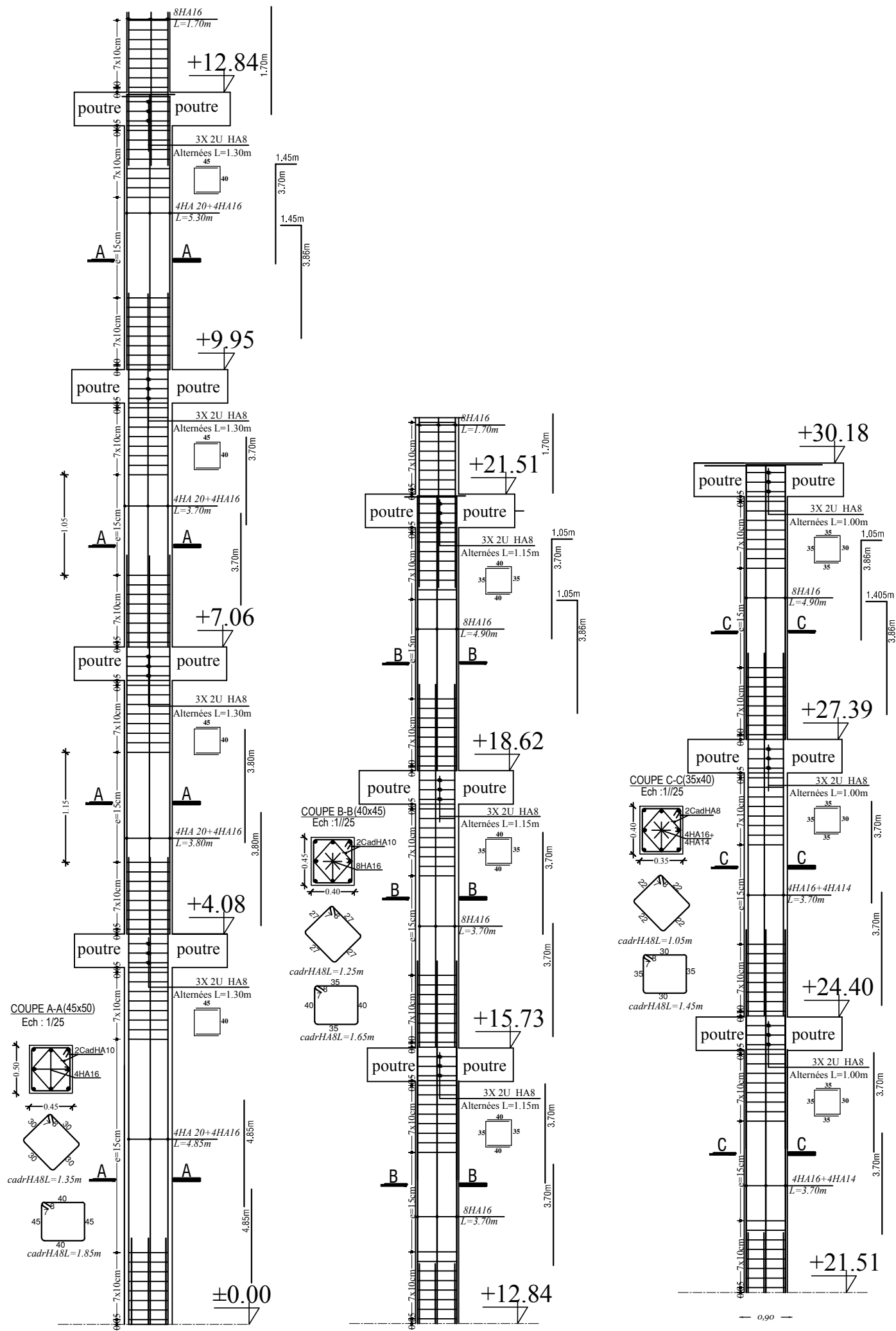


Axes I; NIV:+4.08;+7.06;+9.95;+12.84;+21.58



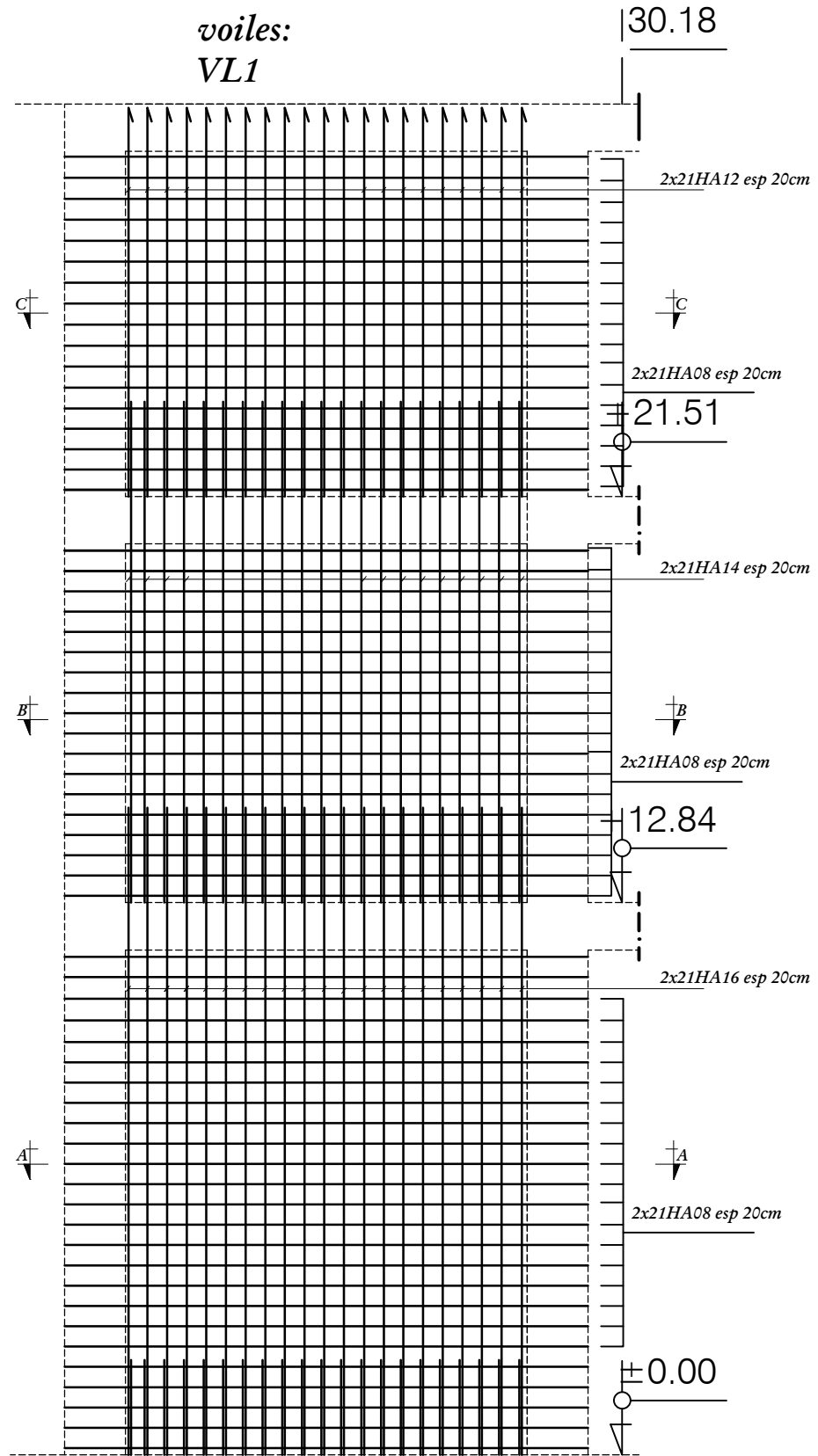
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté de Genie de la construction Département de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha	Titre: Coffrage et Ferrailage Des poutres secondaires (35x30)	Plan N°11
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		

Coffrage ET FERRAILLAGE poteaux

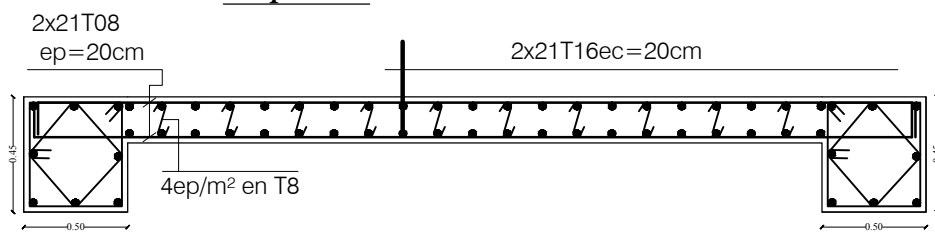


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil		
Projet : Construction à usage d'habitation et commercial en R+7+ Attique+S- Sol		
Etudié par: Melle AMIAR Fatiha Melle TASSLENT Dyhia.	Titre: Coffrage et Ferrailage Des poteaux	Plan N°12
Dirigé par: Mr. IDDIR. A		

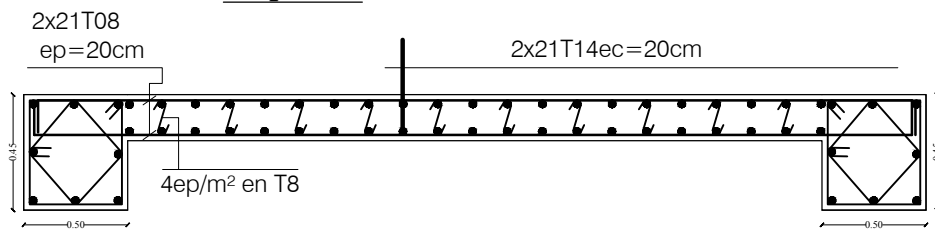
FERRAILLAGE DES VOILES ech 1/25



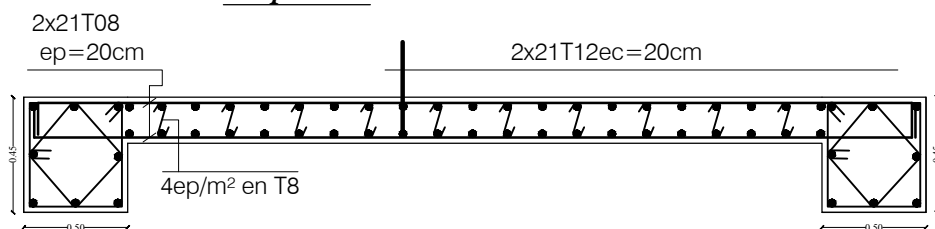
coupe A-A



coupe B-B



coupe C-C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté de Genie de la construction Departement de Genie Civil

Projet : Construction à usage d'habitation et commercial
en R+7+ Attique+S- Sol

Etudié par: Melle AMIAR Fatiha
Melle TASSLENT Dyhia
Dirigé par: Mr. IDDIR. A

Titre:
COFFRAGE ET
FERRAILLAGE
DU VOILE VL1

Plan N°13