

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en Génie civil

Option : construction civile et industrielle

Thème

Etude d'une structure d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial à contreventement mixte avec l'application du logiciel ETABS



❖ Etudié par :

M^{elle} LOURGUI Ouassila

M^{elle} SLIMANI Dahbia

dirigé par :

M^{me} IDRES

Promotion 2018 / 2019

Remerciements

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice Mme : **IDRES** pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de **GENIE CIVIL** qui ont contribué à notre formation.*

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es), Sans oublier tous nos camarades de la promotion **MASTER 2** pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.*

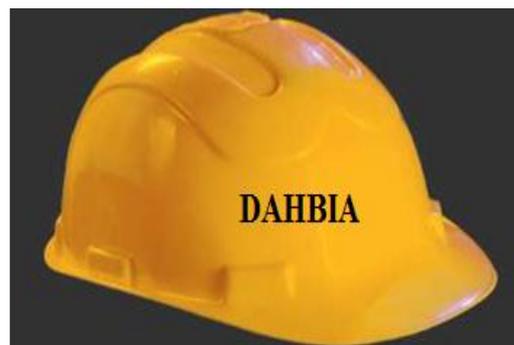


Merci à tous

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- + A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- + A mes très chers frères Ahmad et Mouloud.*
- + A mes très chères sœurs Zahia, Razika et Lydia*
- + A mes chers grands-mères : Fatma et tassadit*
- + A tous mes amis.*
- + A ma très chère binôme OUASSILA et sa famille*
- + A tous ceux qui j'aime.*
- + Et, à toute la promotion (2018-2019).*

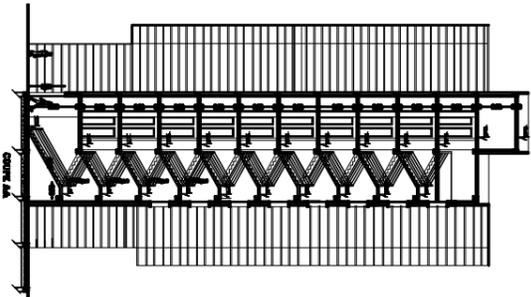
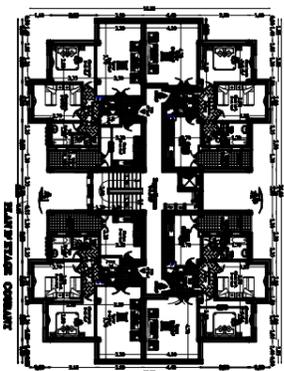
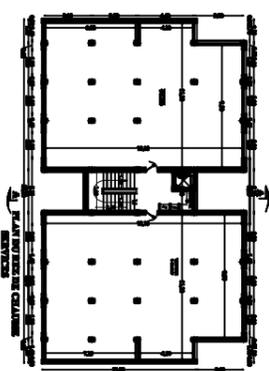
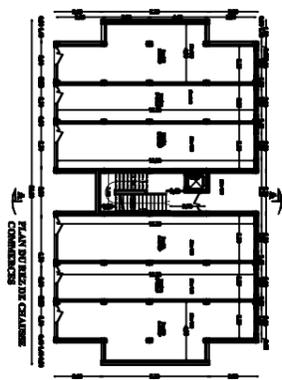
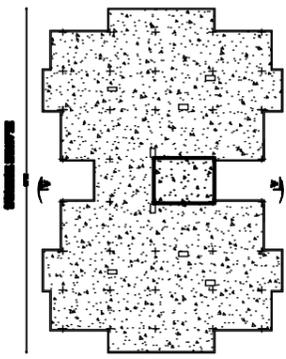
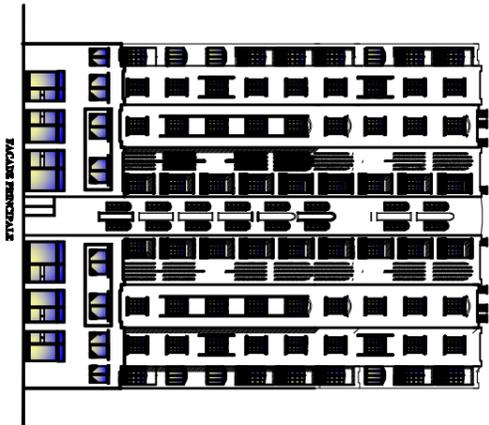


DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- + A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- + A mes très chers frères Yazid et Omar.*
- + A mes très chères sœurs Imane, Safia, Sabrina et Amina.*
- + A mes chers grand-mère : Ouardia et Khaira.*
- + A mes chers grand-père : Mohamed et Ahcène.*
- + A tous mes amis.*
- + A ma très chère binôme DAHBI et sa famille.*
- + A tous ceux qui j'aime.*
- + Et, à toute la promotion (2018-2019).*





Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

Figure I.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.

Figure I.4 : Diagramme contrainte - déformation.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.

Figure II.2 : Dimension des poutres.

Figure II.3 : coupe de voile en élévation

Figure II.4 : Coupe des voiles en plan.

Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Figure II.7 : coupe verticale d'un mur intérieur.

Figure II.8 : coupe verticale d'un mur extérieur.

Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

Figure II.10 : surface d'influence de poteau le plus sollicité.

Figure II.11 : Descente des charges.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.

Figure III.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

Figure III.4: Section rectangulaire soumis à la flexion composée.

Figure III.5 : Schéma d'un plancher en corps creux.

Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.7 : Schéma d'une section en T.

Figure III.8 : Schéma statique de la travée de la poutrelle.

Figure III.9 : Section de poutrelle

Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Figure III.13 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Figure III.16 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Figure III.17 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure III.20 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure III.23 : Coupe schématique de la poutrelle.

Figure III.24 : Principaux termes relatifs à un escalier

Figure III.25 : Coupe verticale de la volée.

Figure III.26 : Schéma statique des escaliers sous charge q_u^p, q_u^v, P

Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.28 : Schéma statique des escaliers sous charge q_s^v, q_s^v, P

Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.30 : Coupe verticale de la volée.

Figure III.31 : Schéma statique des escaliers sous charge q_u^p, q_u^v, P

Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.33 : Schéma statique des escaliers sous charge q_s^p, q_s^v, P

Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.35 : Section de la poutre palière

Figure III.36 : Schéma de chargement à l'ELU.

Figure III.37 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

Figure III.38 : Schéma de chargement à l'ELS.

Figure III.39 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Figure III.40 : Dimension de la poutre de chainage

Figure III.41 : Schéma de chargement à l'ELU.

Figure III.42 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III.43 : Schéma de chargement à l'ELS.

Figure III.44 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Figure III.45 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.

Chapitre IV : Etude de contreventement

Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

Figure IV.2 : Plan donnant la disposition des voiles suivant les deux sens.

Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.

Figure IV.4 : Schéma d'un trapèze.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments principaux

Figure VII.1 : Caractéristique et sollicitation de la section.

Figure VII.2 : Résultat de calcul de la section d'armature.

Figure VII.3 : Délimitation de la zone nodale.

Figure VII.4 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

Figure VII.5 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale

Figure VII.6 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

Figure VII.7 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

Figure VII.8 : Disposition des voiles.

Figure VII.9 : Diagramme des contraintes d'une (SEC).

Figure VII.10 : Diagramme des contraintes d'une (SPC).

Figure VII.11 : Diagramme des contraintes d'une (SET).

Figure VII.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Schéma de la semelle isolée.

Figure VIII.2 : Coupe verticale de radier.

Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes

Figure VIII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Figure VIII.5 : Entre axe du panneau le plus sollicité

Figure VIII.6 : Schéma statique du débord.

Figure VIII.7 : Présentation de chargement simplifiée

Figure VIII.8 : Répartition trapézoïdale

Figure VIII.9 : Répartition triangulaire

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA.

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente G_t de plancher terrasse.

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente de l'étage courant.

Tableau II.4 : valeur de la charge de maçonnerie (mur intérieur).

Tableau II.5 : Valeur de la charge de maçonnerie (mur extérieur).

Tableau II.6 : Les surcharges d'exploitations.

Tableau II.7 : coefficient de dégression des surcharges.

Tableau II.8 : Les descentes des charges

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU (1^{er} type).

Tableau III.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU (2^{eme} type).

Tableau III.3 : Calcul des efforts tranchant à l'ELS (1^{er} type).

Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS (2^{eme} type).

Tableau III.5 : Résultats de calcul de ferrailage

Tableau III.6 : résultats de vérification des contraintes.

Chapitre IV : Etude de contreventement

Tableau IV.1 : Rigidité des portiques longitudinaux

Tableau IV.2 : Rigidité des portiques transversaux

Tableau IV.3 : Les inerties de refonds dans le sens longitudinaux

Tableau IV.4 : Les inerties de refonds dans le sens transversaux

Tableau IV.5 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Tableau IV.6 : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

Tableau IV.7 : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

Chapitre VI : Les vérifications des exigences du RPA

Tableau VI.1 : Résultats de la période donnée par ETABS.

Tableau VI.2 : Résultats de la masse participante donnée par ETABS.

Tableau VI.3 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Tableau VI.4 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Tableau VI.5 : facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

Tableau VI.6 : Résultat de poids propre de la structure.

Tableau VI.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Tableau VI.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Tableau VI.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens x-x.

Tableau VI.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens y-y.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments principaux

Tableau VII.1. : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Tableau VII.2 : La section minimal et maximal d'armature.

Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux selon **M2** donné par **ETABS** (sens longitudinal)

Tableau VII.4 : Ferrailage des poteaux selon **M3** donné par **ETABS** (sens transversal).

Tableau VII.5 : La section minimale et maximale d'armature.

Tableau VII.6 : Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Tableau VII.7 : Ferrailage des poutres principales en travées.

Tableau VII.8 : Ferrailage des poutres principales en appuis.

Tableau VII.9 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.

Tableau VII.10 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS pour les poutres principales.

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes en appuis à l'ELS pour les poutres principales.

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS pour les poutres secondaires

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes en appuis à l'ELS pour les poutres secondaire.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : Surface de semelle filante sous voile (sens longitudinal)

Tableau VIII.2 : Surface de semelle filante sous voile (sens transversal)

Tableau VIII.3 : Résultat des charges sous poteaux

Tableau VIII.4: Récapitulatif des resultants dans les deux sens

Tableau VIII.5 : Les efforts internes dans les nervures

Tableau VIII.6 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VIII.7: Vérification des contraintes à l'ELS

SOMMAIRE

Plan d'architecte

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.	
III.1.L'acrotère	29
III.2.Les planchers	38
III.3.Les escaliers	67
III.4.La poutre palière.....	113
III.5.La poutre de chainage.....	123
III.7.La salle machine	136
Chapitre IV : Etude de contreventement	146
Chapitre V : Présentation de l'ETABS et la modélisation	164
Chapitre VI : Les vérifications des exigences du RPA	178
Chapitre VII : Ferrailage des éléments principaux.	
VII.1. Ferrailage des poteaux.....	191
VII.2. Ferrailage des poutres	211
VII.3. Ferrailage des voiles.....	231
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	247

Conclusion

Plan d'exécution

Bibliographie

Introduction générale:

Tout projet de construction civil est réalisé par des ingénieurs qui s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement et économie.

Le rôle de l'ingénieur en génie civil s'est accentué en Algérie et devenu primordial. En effet, aucun projet de construction n'est toléré sans l'assistance et l'intervention d'un Ingénieur expérimenté en génie civil. Muni de norme, règlement para sismique Algérien **RPA** (version 2003) et les règlements du béton aux états limites **BAEL91**(modifiée 99) ainsi que des différents DTR, l'ingénieur en génie civil doit bâtir une construction qui va résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien sera à la fois stable et apte à absorber tous les chocs sismiques que subira cette dernière et cela en restant toujours dans la sécurité et l'économie ainsi que le respect du délai.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (**R+10**) par contreventement mixte (voile et portique), en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre ouvrage consiste à étudier et calculer les éléments d'un bâtiment (**R+10**) à usage d'habitation, service et commercial à ossature mixte [portique « poteau- poutre » et voile en béton armé]. Cet Ouvrage implanté à BOUMERDES, classé en zone sismique (**zone III**) d'après le Règlement Parasismique en vigueur en Algérie (**RPA99 /version2003**).

Notre ouvrage est classé selon le groupe d'usage **2** : « ouvrage d'importance moyenne » et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol meuble " **S3** " d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{bars}$.

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99, Modifié en 2003).
- Les Techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Cet ouvrage est composé :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un rez-de-chaussée à usage service.
- Neufs étages courant à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtiment26.60m
- Largeur totale du bâtiment18.55m
- Hauteur de rez-de-chaussée4.08m
- Hauteur de l'étage courant3.06m
- Hauteur de l'acrotère0.60m
- Hauteur totale du bâtiment.....34.68m

I.3. Les éléments de l'ouvrage :

a. L'ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte , composé de poteaux et de poutres formant un système de portique qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles en béton armée disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide ayant pour objet d'assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales .

b. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitons les étages ; supportent les revêtements et les surcharges. On peut leur associer au 02 fonctions principales :

- ❖ **Fonctions de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigide dans le plan horizontale, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- ❖ **Fonctions d'isolation :** les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

On distingue deux types de planchers :

b.1. Plancher en corps creux : les planchers en corps creux sont constitués de :

- Nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.
- Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme un isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton : de 4cm à 5cm d'épaisseur, et une dalle en béton armée d'un quadrillage d'armature ayant comme but :
 - Limiter le risque de fissuration par retrait
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites
 - Réaliser un effet de répartition entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celle correspondante aux cloisons.

b.2. Dalle pleine en béton armée : les dalles pleines en béton armée sont prévues là où il n'est possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine).

Notre bâtiment comporte de types de planchers (corps creux, dalle pleine) :

- Les planchers de rez-de-chaussée, et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées
- Le plancher terrasse est inaccessible, comporte un système complexe d'étanchéité multi couche en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales
- Les dalles pleines en béton armée sont prévues pour le plancher porteur de l'appareil de levage de la salle machine (ascenseur)

c. Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés d'une lame d'aires de 5cm... (5+10+10).

Les murs intérieurs se présenteront en une seule rangée de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

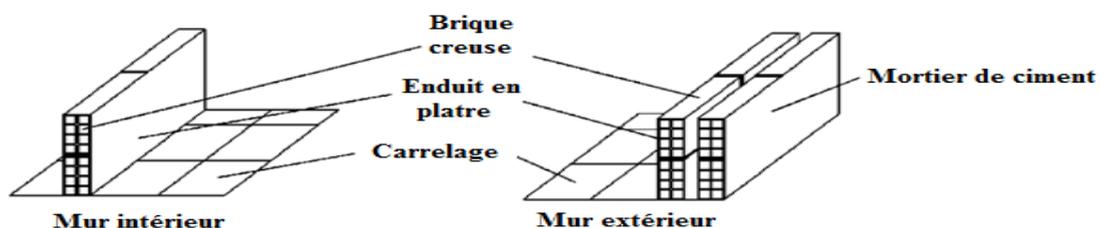


Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

d. Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

e. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

f. Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades. La cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scelle et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

g. Porte-à-faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en corps creux.

h. Acrotère :

La terrasse sera entourée de 0.60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur, réalisés en béton armé coulé surplace : il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

i. Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécutions et un coffrage classique en bois pour les portiques.

j. Fondation :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise «sol», elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la descente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

k. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

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

❖ Les différents états Limites :**Etat limite ultime (ELU) :**

Correspondant à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme (non flambement).

Etat limite de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.4.1. Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, et éventuellement des adjuvants, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

a. La résistance caractéristique de béton à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (au plus) est déterminée à partir des essais de compression des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

La résistance caractéristique à la compression à $j < 28$ jours est définie :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40[\text{MPa}] \\ f_{c28} &= \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40[\text{MPa}] \end{aligned} \right\} \text{(Art 2.1.11 BAEL91 Modifiés 99)}$$

La résistance caractéristique à la compression à $j \geq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jours : on appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

b. La résistance caractéristique de béton à la traction :

Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \quad \text{(Art A.2.1.12 BAEL 91 Modifiés 99).}$$

Dans notre cas à $t=28$ jours, $f_{t28}=2.1\text{MPa}$.

c. La contrainte limite de service à la compression :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} \quad \text{(BAEL 91, art A.4.5, 2)}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15(\text{MPa})$$

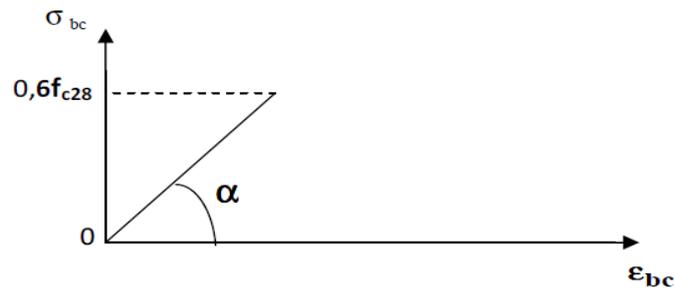
❖ Diagramme << contrainte - déformation >> :

Figure I.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

d. La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ en [MPa]} \rightarrow (\text{Art. A.4.3.41, BAEL 91 modifiée99})$$

Avec :

$$\gamma_b: \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \text{en situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots t > 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots t \leq 1\text{h} \end{cases}$$

t : Durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j=28jours en situation courante, $\theta=1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = \frac{0,85(25)}{1,(1,5)} = 14,2\text{MPa} \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$$

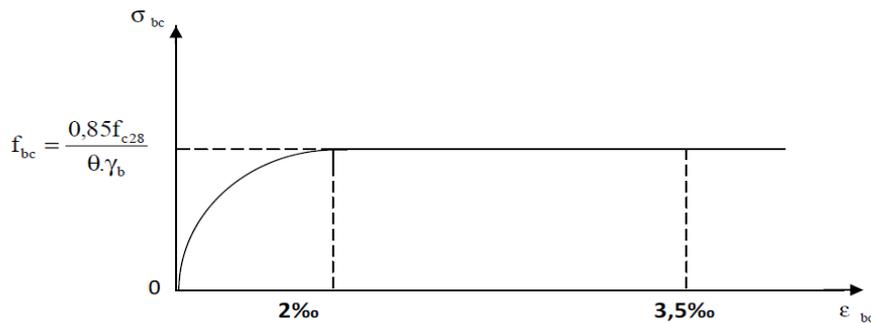
❖ **Diagramme << contrainte - déformation >> :**

Figure I.3 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.

e. **Module de déformation longitudinale :**✓ **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21}).$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ [MPa]}$ on a $E_{ij} = 32164,2 \text{ [MPa]}$.

✓ **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22}).$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$.

f. **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté << G >> est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)}$$

E : module de YOUNG.

ϑ : Coefficient de poisson.

- **Le coefficient de poisson ν** : (BAEL91, art A.2.1.3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

$\nu = 0$ (à L'ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0,2$ (à L'ELS) pour le calcul des déformations.

- g. **Contrainte limite de cisaillement** : (Art. A.5.1, BAEL91).

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[MPa]\right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4[MPa]\right).$$

I.4.2. Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression sont donnée dans le tableau suivante :

Notation	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de cisaillement
Treillis soudés TLE520	520	1,3	1
Haute adhérence FeE400	400	1,6	1,5

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés.

a. Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité notée E_s est constante pour toute nuance d'acier.

$$E_s = 200\,000 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.2, 1 BAEL 91})$$

✓ Coefficient de poisson :

$$\nu = 0,3$$

b. Les contraintes limites :

b.1. Contrainte limite ultime (ELU) :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.4.3.2 BAEL 91})$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots \text{ Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \dots \text{ Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

b.2. Contrainte limite de service (ELS) :

❖ **Fissuration peu préjudiciable :** (BAEL91 Art 4.5, 32)

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

❖ **Fissuration préjudiciable** : (BAEL91 Art 4.5, 33)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \} \quad [MPa]$$

❖ **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 Art 4.5, 34)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad [MPa]$$

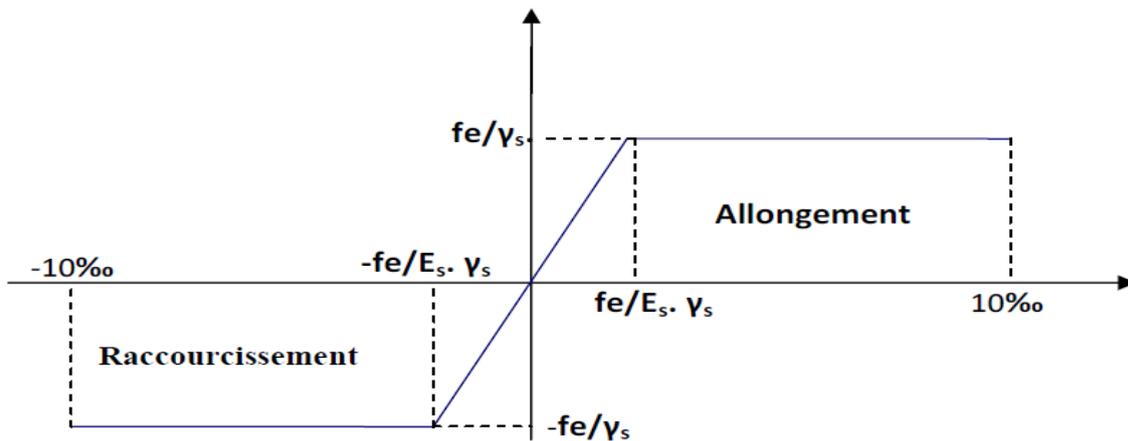


Figure I.4 : Diagramme contrainte - déformation.

c. Protection des armatures :

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

- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

Pour notre ouvrage, on prend $C \geq 1\text{cm}$.



Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tel que les planchers, l'acrotère, l'escalier, les poutres (principales et secondaires), les voiles et enfin les poteaux .Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquée aux différents éléments de la structure.

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :**II.1.1. Les planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée pour réduire la flèche. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur sera déterminée à partir de la formule suivante :

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

Avec :

h_t : L'épaisseur de plancher.

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III

$$L_{max} = L - 0,3$$

$$L_{max} = 3,80 - 0,3 = 3,50\text{m} = 350\text{cm}.$$

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,56 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = 20\text{cm} = (16+4) \text{ cm}.$

Epaisseur de corps creux = 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression = 4cm.

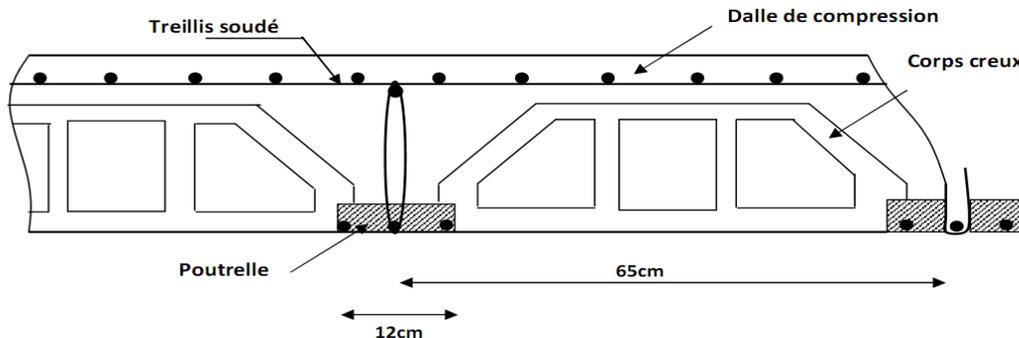


Figure II.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.

II.1.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent des actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres se fait par le **BAEL91 modifié 99** (condition de la flèche).

Il doit être vérifié par le **RPA99 version 2003** Il est donné comme suit :

- h : La hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- b : La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h$
- L : désigne la plus grande portée libre des poutres.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 [cm] \\ b \geq 20[cm] \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right.$$

a. Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

La hauteur : elle donne par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$

La largeur : elle donne par la formule suivante : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : $b = 35 \text{ cm}$

b. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles .Leur rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

La hauteur : est donné par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23,33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$

La largeur : est donné par : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \geq 30 [\text{cm}]$	40	35	Vérifier
$b \geq 20 [\text{cm}]$	35	30	Vérifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,14	1,16	Vérifier

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Afin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivantes :

- ✓ **Poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$**
- ✓ **Poutres secondaires $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$**

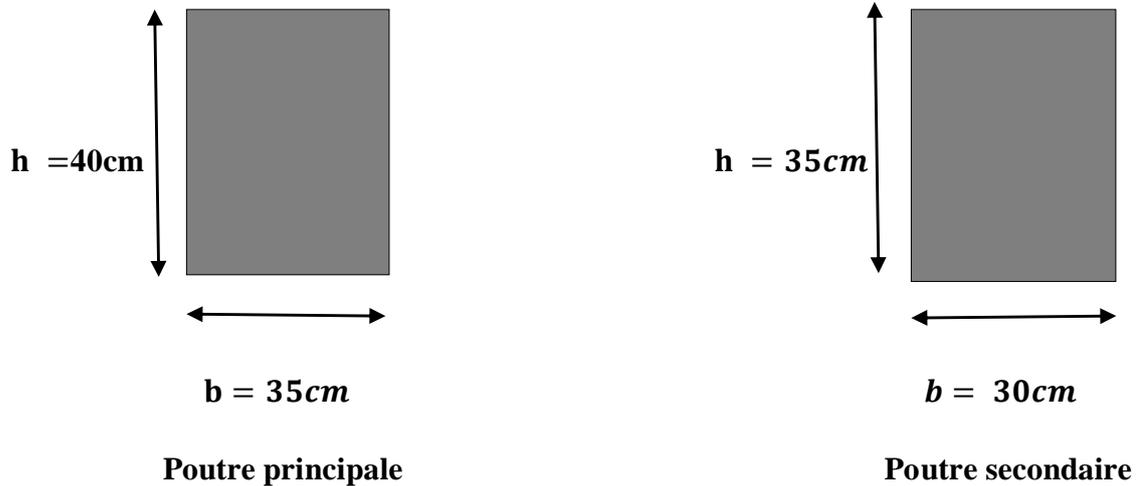


Figure II.2 : Dimension des poutres.

II.1.3. Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre des charges horizontales. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaire.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003, et ils doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises entièrement par les voiles proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les voiles doivent reprendre, outre sollicitation dues aux charges verticales, l'effort tranchant de l'étage.

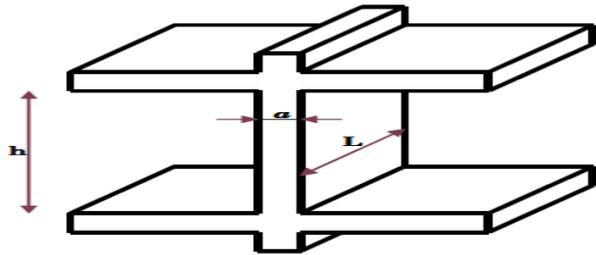
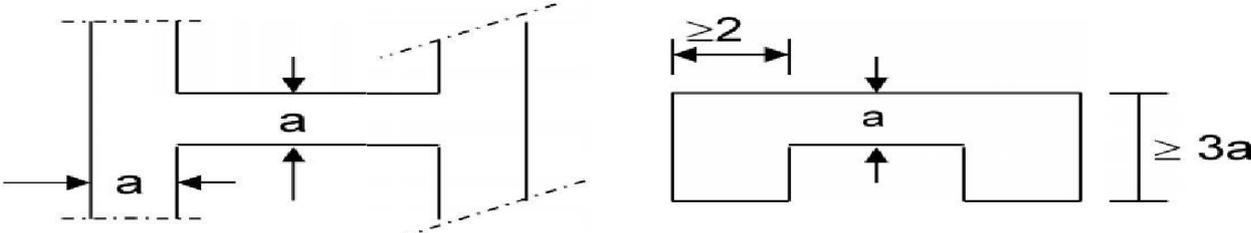
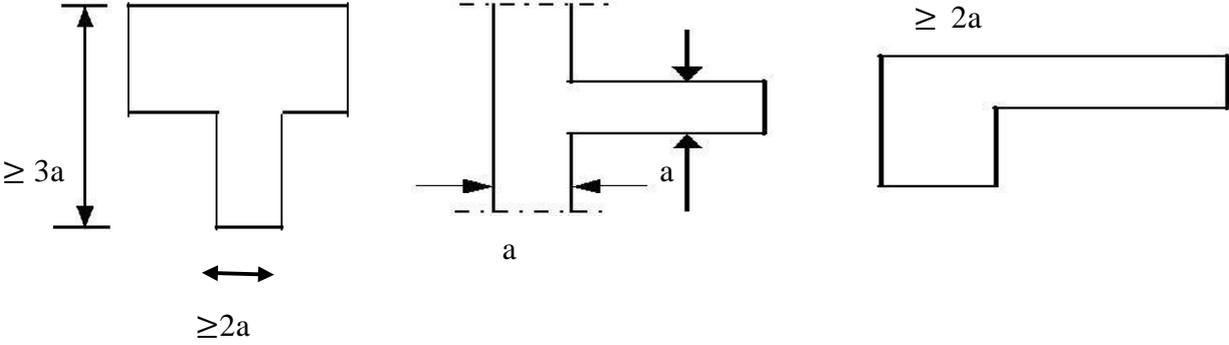


Figure II.3 : coupe de voile en élévation

1^{er} cas : $a \geq \frac{h_e}{25}$



2^{eme} cas : $a \geq \frac{h_e}{22}$



3^{eme} cas : $a \geq \frac{h_e}{20}$

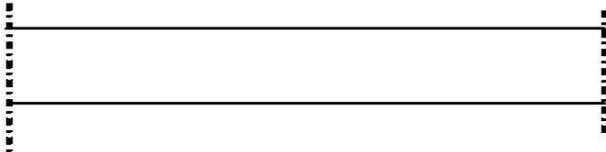


Figure II.4 : Coupe des voiles en plan.

❖ L'épaisseur de voile :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_e = h - h_t$$

Avec :

h : Hauteur de l'étage.

h_t : L'épaisseur de plancher.

Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$$

$$a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4\text{cm}$$

Pour l'étage courant :

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$a \geq \text{Max} \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3\text{cm.}$$

On prend : $a = 20\text{cm}$ pour tous les voiles.

- **Les exigences du RPA99/version 2003 (Article 7.7.1) :**

L'épaisseur minimale « e_{min} » des voiles est de 15cm.

On choisit une épaisseur de voile constante pour toute la structure $a = 20\text{cm}$

$$a = 20\text{cm} \geq e_{min} = 15\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pour qu'un voile assure sa fonction, il doit être au moins sur une longueur de 4 fois son épaisseur $L \geq 4a$.

$$L_{min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple avec un effort normal de compression $N_s = G + Q$

Avec :

N_s : Effort repris par le poteau

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, la section de béton est donnée par la formule suivante : $S > \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de béton à la compression simple.

S : section transversale du poteau.

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

II.2. Détermination des charges et surcharges :

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux de bâtiment, qui seront données comme suit :

1. Charges permanentes :

$$G = \rho \cdot e$$

ρ : Poids volumique.

e : L'épaisseur de l'élément.

a. Les planchers :

➤ *Plancher terrasse (inaccessible) :*

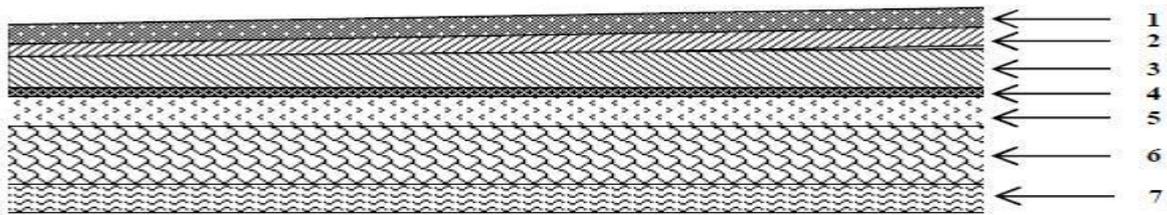


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN /m ³)	La charge G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couches	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	(16+4)= 0,20	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente Gt				5,46

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente Gt de plancher terrasse.

➤ **Plancher d'étage courant :**

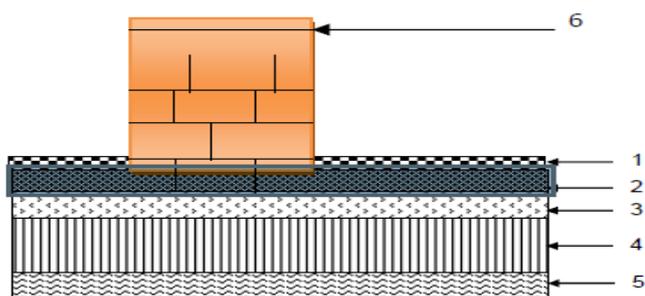


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40

3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,2	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,80
6	Cloisons de séparation intérieure	0,1	/	1
Charge permanente totale G c				5,20

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente de l'étage courant.

b. Maçonnerie :

➤ **Mur intérieur :**

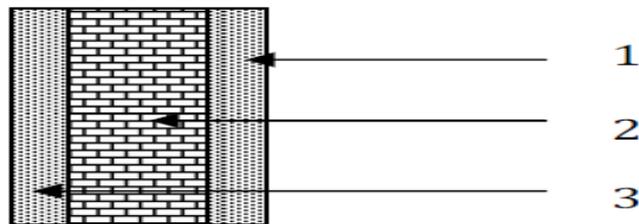


Figure II.7 : coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1	Enduit plâtre.	0,02x 0,02	10	0,4
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
Charge permanente totale Gt				Gt = 1,3

Tableau II.4 : valeur de la charge de maçonnerie (mur intérieur).

➤ **Mur extérieur :**

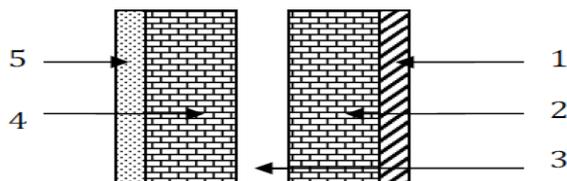


Figure II.8 : coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse extérieures	0,15	/	1,3
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse intérieures	0,10	/	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale Gt				2,76

Tableau II.5 : Valeur de la charge de maçonnerie (mur extérieur).

c. La charge de l'acrotère :

- Poids propre : $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 \times 1 \text{ ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

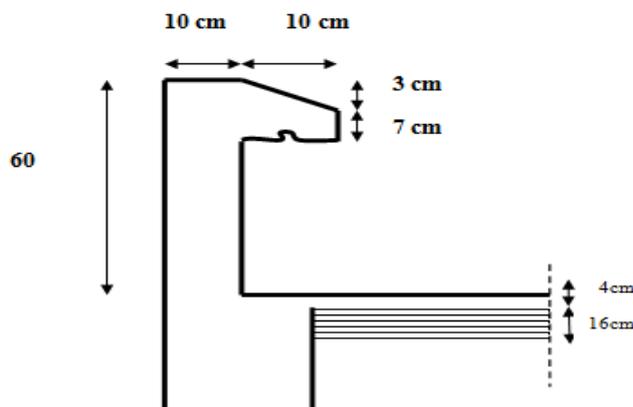


Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère.

2. Surcharges d'exploitations :

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher courant à usages habitation	1,50
Plancher à usages bureaux	2,50
Plancher à usages commercial	4,00
Escalier	2,50
Acrotère	1,00

Tableau II.6 : Les surcharges d'exploitations.

II.3. Descente de charge :

1) Calcule des charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité :

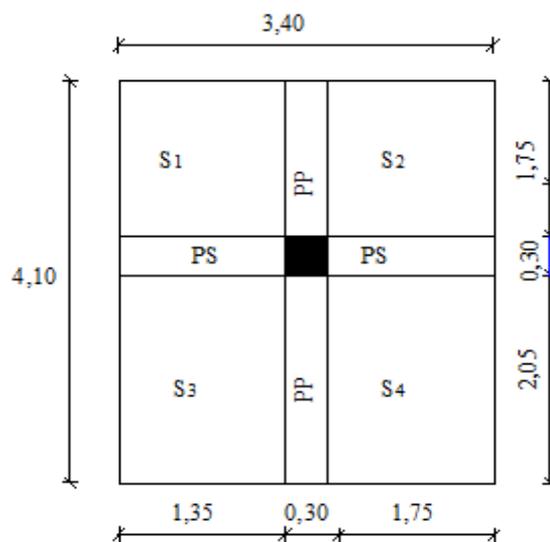


Figure II.10 : surface d'influence de poteau le plus sollicité.

a) Surface d'influence :

Section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1,35 \times 1,75) + (1,75 \times 1,75) + (1,35 \times 2,05) + (1,75 \times 2,05) = 11,78\text{m}^2$$

Section brute :

$$S_b = 4,10 \times 3,40 = 13,94\text{m}^2$$

b) Poids propre des éléments :✓ **Calcule le poids propre des plancher :**

$$P = G \times S_n$$

• **Plancher terrasse :**

$$G_t = 5,46 \times 11,78 = 64,32 \text{KN}$$

• **Plancher d'étage courant :**

$$G_C = 5,20 \times 11,78 = 61,25 \text{KN}$$

✓ **Calcule le poids propre des poutres :**

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

• **Poutres principales :**

$$G_{PP} = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3,40 = 8,93 \text{KN}$$

• **Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = (0,25 \times 0,30) \times 25 \times 4,10 = 7,69 \text{KN}$$

➤ Le poids totales : $G_t = G_{PP} + G_{PS}$

$$G_t = 8,93 + 7,69 = 16,62 \text{KN}$$

✓ **Calcule le poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b, h) ≥ 30 cm**

Pour la **zone III**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=30cm**.

Poteaux de RDC :

$$G_P = (0,30 \times 0,30) \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{KN}$$

Poteaux d'étage courant :

$$G_P = (0,30 \times 0,30) \times 25 \times 3,06 = 6,89 \text{KN}$$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible ... $Q_0 = 1,00 \times 11,78 = 11,78 \text{KN}$

- Plancher à usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1,5 \times 11,78$

$$= 17,67 \text{KN}$$

- Plancher à usage bureau ... $Q_9 = 2,5 \times 11,78 = 29,45 \text{KN}$

- Plancher à usage commercial ... $Q_{10} = 4,00 \times 11,78 = 47,12\text{KN}$

c) **Dégression verticale des surcharges d'exploitation :**

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitation sur des bâtiments à grands nombre d'étages ; ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$;

Q_0 : Surcharges d'exploitation de la terrasse.

Q_i : Surcharges d'exploitation de l'étage i .

n : Nombre de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharges d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

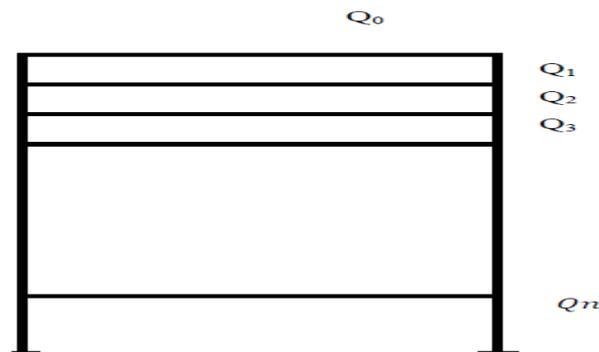


Figure II.11 : Descente des charges.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

Pour $n \leq 4$

$$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Avec } n \geq 5$$

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65

Tableau II.7 : coefficient de dégression des surcharges.

❖ **Les surcharges cumulées :**

Niveau 10 : $\sum 0 = Q_0 = 11,78 \text{ KN}$

Niveau 9 : $\sum 1 = Q_0 + Q_1 = 11,78 + 17,67 = 29,45 \text{ KN}$

Niveau 8 : $\sum 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,78 + 0,95 (17,67 \times 2) = 45,35 \text{ KN}$

Niveau 7 : $\sum 3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,78 + 0,90 (17,67 \times 3) = 59,49 \text{ KN}$

Niveau 6 : $\sum 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,78 + 0,85 (17,67 \times 4) = 71,86 \text{ KN}$

Niveau 5 : $\sum 5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,78 + 0,80 (17,67 \times 5) = 82,46 \text{ KN}$

Niveau 4 : $\sum 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,78 + 0,75 (17,67 \times 6) = 91,29 \text{ KN}$

Niveau 3 : $\sum 7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,78 + 0,714 (17,67 \times 7)$
 $= 100,09 \text{ KN}$

Niveau 2 : $\sum 8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,78 + 0,687 (17,67 \times 8)$
 $= 108,89 \text{ KN}$

Niveau 1 : $\sum 9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,78 + (17,67 \times 8 + 29,45) = 125,71 \text{ KN}$

Niveau 0 (RDC) : $\sum 10 = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11,78 + (17,67 \times 8 + 29,45 + 47,12) = 153,43 \text{ KN}$

Niv	Charges permanent (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normal $N=G_c+Q_c$ (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Qi	Q cumulé		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (cm ²)	Section adoptée S (cm ²)
10	64,32	16,62	0	80,94	80,94	11,78	11,78	92,72	61,81	30x30
9	61,25	16,62	6,89	84,76	165,70	17,67	29,45	195,15	130,10	30x30
8	61,25	16,62	6,89	84,76	250,46	17,67	45,35	295,81	197,21	30x30
7	61,25	16,62	6,89	84,76	335,22	17,67	59,49	394,71	263,14	35x35
6	61,25	16,62	6,89	84,76	419,98	17,67	71,86	491,84	327,89	35x35
5	61,25	16,62	6,89	84,76	504,74	17,67	82,46	587,20	391,46	35x35
4	61,25	16,62	6,89	84,76	589,50	17,67	91,29	680,79	453,86	40x40
3	61,25	16,62	6,89	84,76	674,26	17,67	100,09	774,35	516,23	40x40
2	61,25	16,62	6,89	84,76	759,02	17,67	108,89	867,91	578,61	40x40
1	61,25	16,62	6,89	84,76	843,78	29,45	125,71	969,49	646,32	45x45
RDC	61,25	16,62	9,18	87,05	930,83	47,12	153,43	1084,26	722,84	45x45

Tableau II.8 : Les descentes des charges

❖ **Vérification relative aux coffrages :** (RPA99 Version 2003/ Art7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leurs hauteur (h_e) en une seule fois, et les dés décollage sont interdits.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm} \quad \text{zone I et II} \\ \text{Min } (b, h) \geq 30\text{cm} \quad \text{zone III} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\text{Min (b, h)} \geq 30\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (30x30)} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{cv} \\ \text{Min (35x35)} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{cv} \\ \text{Min (40x40)} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{cv} \\ \text{Min (45x45)} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{cv} \end{array} \right.$$

$$\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{min (30x30)} \geq \frac{306-20}{20} = 14,3 \rightarrow \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1,00 \leq 4 \rightarrow \text{cv}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Condition de stabilité de forme :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristique géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7l_0$).

$l_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{b h^3}{12}$ tel que $b=h$.

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h = b^2$) tel que $b=h$.

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

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} \rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12}\frac{l_0}{b} \rightarrow \lambda = 2,42\frac{l_0}{h}$$

-Poteaux des étages 8, 9,10 (30x30) : $2,42x3,06/0,30 = 24,684 \leq 50 \rightarrow cv$

-Poteaux des étages 5, 6,7 (35x35) : $2,42x3,06/0,35 = 21,577 \leq 50 \rightarrow cv$

-Poteaux des étages 2, 3,4 (40x40) : $2,42x3,06/0,40 = 18,513 \leq 50 \rightarrow cv$

-Poteau de 1^{er} étage (45x45) : $2,42x3,06/0,45 = 16,456 \leq 50 \rightarrow cv$

-Poteau RDC (45x45) : $2,42x4,08/0,45 = 21,941 \leq 50 \rightarrow cv$

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

-Hauteur du plancher corps-creux $\rightarrow h_t = 20\text{cm}$.

-Epaisseur des voiles : $a = 20\text{cm}$.

Section des poutres :

- Poutre principales $\rightarrow (35x40)\text{cm}^2$.
- Poutre secondaire $\rightarrow (30x35)\text{cm}^2$.

Sections des poteaux :

- Niveau RDC, 1 $\rightarrow (45x45)\text{cm}^2$.
- Niveau 2, 3, 4 $\rightarrow (40x40)\text{cm}^2$.
- Niveau 5, 6, 7 $\rightarrow (35x35)\text{cm}^2$.
- Niveau 8, 9, 10 $\rightarrow (30x30)\text{cm}^2$.



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale et leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certaines doivent être vérifiées sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les planchers à corps creux.
- Les escaliers et les poutres palières.
- Les poutres de chainages.
- Salle machines.

III.1. Calcul de l'acrotère :**III.1.1. Définition et rôle de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Notre ouvrage comporte un acrotère qu'on considère pour les calculs comme étant une console encastrée au niveau du plancher. Le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (N, M) à l'ELU et l'ELS pour une bande de [1m] de largeur.

III.1.2. Détermination des sollicitations :**❖ Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times s \times 1\text{ml}$

$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$ (d'après le chapitre II).

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1\text{ml}$.

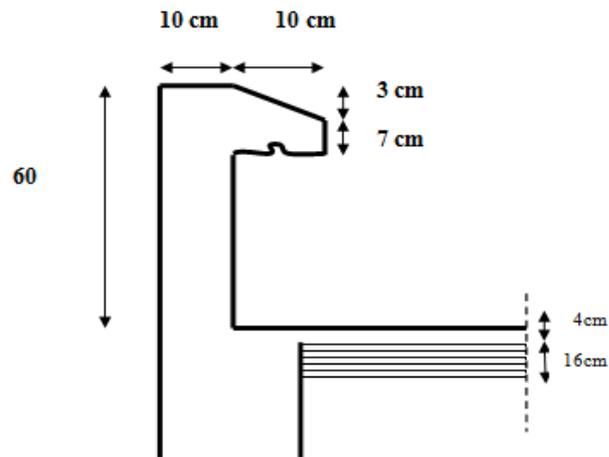


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Les efforts internes :

- ✓ Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1\text{m} = 1,7125 \times 1 = 1,7125\text{KN}$$

- ✓ Effort normal dû à la main courante « Q » :

$$N_Q = 0\text{KN}$$

- ✓ Effort tranchant dû au poids propre « G » :

$$T_G = 0\text{KN}$$

- ✓ Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

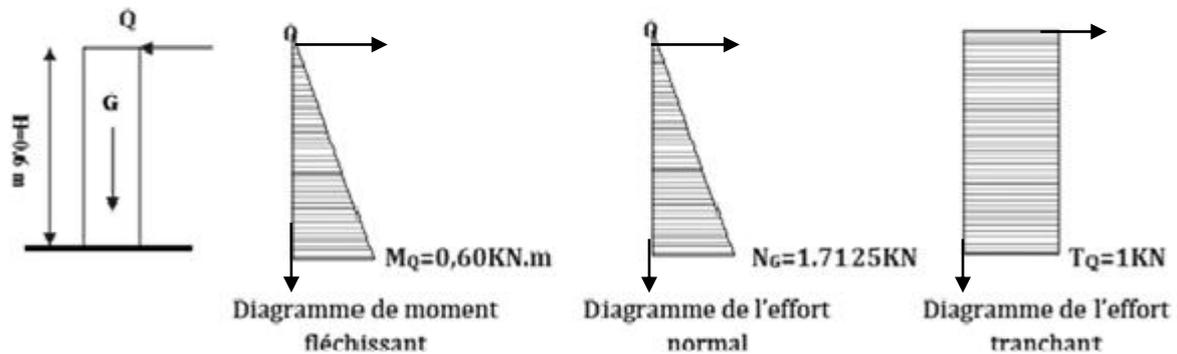
$$T_Q = Q \times 1\text{m} = 1,00\text{KN}$$

- ✓ Moment de renversement dû au poids propre « G » :

$$M_G = 0\text{KN.m}$$

- ✓ Moment de renversement dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 = 0,6\text{KN.m}$$

III.1.3. Diagramme des efforts :*Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.***III.1.4. Combinaison des charges :****ELU :**

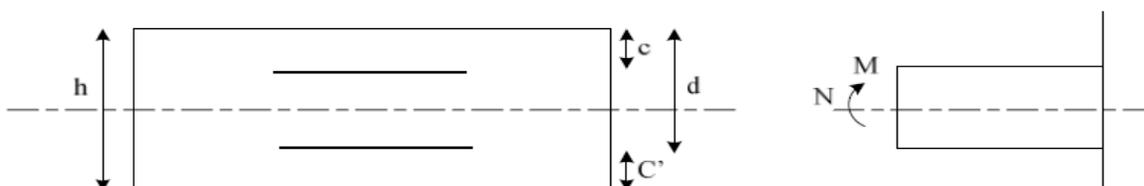
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,7125 + 1,5 \times 0 = 2,312 \text{ kN} \\ T_u = 1,35T_G + 1,5T_Q = 1,35 \times 0 + 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN} \\ M_Q = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,35 \times 0 + 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G + Q = 1,7125 + 0 = 1,7125 \text{ kN} \\ T_s = T_G + T_Q = 0 + 1 = 1 \text{ kN} \\ M_s = M_G + M_Q = 0 + 0,60 = 0,60 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :

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 de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

*Figure III.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.*

Avec : $b = 1\text{m}$

$h = 10\text{cm}$ (épaisseur de section).

$c = c' = 2\text{cm}$ (enrobage).

$d = h - c = 8\text{cm}$ (hauteur utile).

M_f = Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendue.

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,312} = 0,389\text{m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

On prend $c = c' = 2\text{cm}$.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

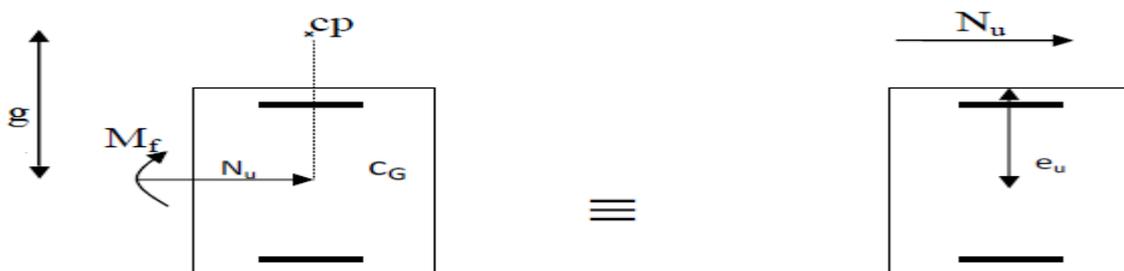


Figure III.4: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec : M_u : Moment du à la compression

N_u : effort de compression

C_p : Centre de pression

e_u : excentricité

❖ Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

g : La distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2,312 \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,97 \text{ KN.m} \rightarrow M_f = 0,97 \text{ KN.m}$$

Armature réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,010 \rightarrow \mu_b = 0,010$$

$\mu_b = 0,010 < u_l = 0,392$. La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $A_{SC} = 0$.

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995 \text{ (tirer du tableau)}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Armature fictives :

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0,350 - \left(\frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} \right) = 0,124 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} = 0,124 \text{ cm}^2$$

III.1.6 Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (A.4.21 BAEL 91 modifié 99)

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445(d)}{e_s - 0,185(d)} \right] bd$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{350 - 0,455(80)}{350 - 0,185(80)} \right] \times 1000 \times 80$$

$$A_{min} = 90,375 \text{ mm}^2 = 0,903 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,124 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,903 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On adopte une section :

$$A_s = A_{min} = 0,903 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b. Vérification au cisaillement : (Art A.5.1, 2 BAEL91 modifié 99)

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

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \quad (\tau_u : \text{contrainte de cisaillement})$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \min\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\} \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante} \\ v_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = 0,019 \text{ MPa} \leq \min\{2,5 ; 4\} = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99)

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

Ψ_s : 1,5 (Acier de haute adhérence).

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de scellement droit** : (BAEL91 A.1.2.2)

$l_s = 40\phi$ pour FeE400.

Dans notre cas : FeE400 $\rightarrow l_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

d. **Vérification des espacements des barres** : (Art A.4.5, 33 BAEL91 modifié99)

La fissuration est préjudiciable ; donc :

➤ **Armatures principales** : $s_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition** : $s_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

$s_t = 20 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$... condition vérifiée

III.1.7 **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

σ_{st} : Contrainte dans L'acier tendu.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite dans l'acier tendu.

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{avec : } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } \beta_1 : \rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,25$$

$$\rho = 0,25 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow k_1 = 47,50 \rightarrow k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{47,50} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 \times 10^4}{0,920 \times 80 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

Les aciers :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HA} : \geq 6 \text{ mm} \\ \text{FeE400} \quad \text{avec : } \eta = 1,6 \\ \sigma_s = 40,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant** : (BAEL91 Art A.5.11)

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \quad \text{avec : } v_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification dans le béton** :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow k_1 = 47,55 \rightarrow k = \frac{1}{k_1} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 47,55 = 0,998 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

III.1.8 Vérification au séisme : (RPA99 Art.6.2.3)

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismique à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0,15$ (zone III, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8. L'acrotère est un élément en console (Art 6.2.3 tab6.1) $\rightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'acrotère $\rightarrow W_p = 1,7125 \text{KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{KN/ml}$

$$F_p = 0,822 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8 = 2,01 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.
- Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

III.2. Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armée, elle est armée d'un quadrillage d'armateur ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration due au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

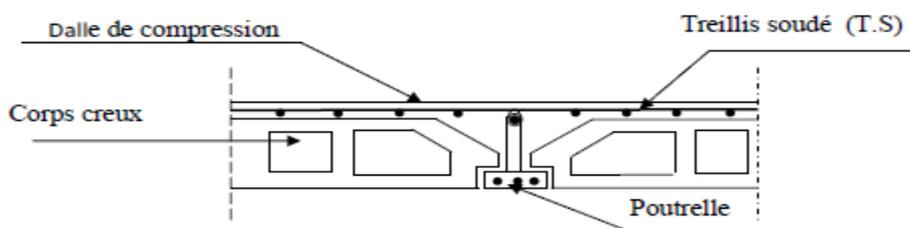


Figure III.5 : Schéma d'un plancher en corps creux.

III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulé sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treille soudé de nuance (TS 520) qui doit satisfaire les conditions suivant (BAEL91/B.6.8.423).

- ❖ Les dimensions des mailles du treille soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire.

$L = 65\text{cm}$: distance entre axe des poutrelles ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

A.N :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 5T5/ML = 0,98 cm^2/ml ; avec un espacement de $e = 20\text{cm}$.

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

A.N :

$$A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 5T5/ML = 0,98 cm^2/ml ; avec un espacement de $e = 20\text{cm}$.

Conclusion :

On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treille soudé (TS 520) de dimension (5x200x5x200)

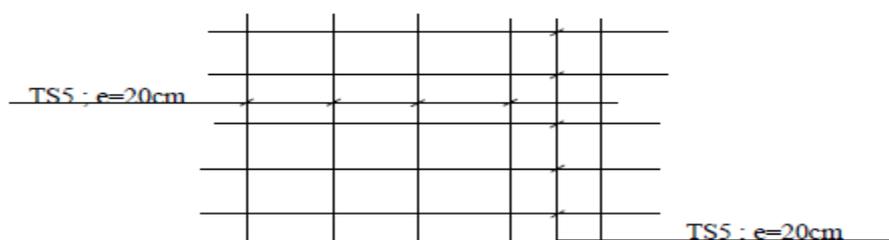


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Calcul de la poutrelle :

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher la plus sollicitée, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

a. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

b. Dimensionnement de la poutrelle :

Les règles **BAEL** précisent que la largeur de la table de compression (b_1), est à prendre en compte dans chaque côté d'un nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \geq \text{Min} \left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8 h_0 \right)$$

Avec :

L : distance entre deux faces voisins de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53$ cm).

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles ($L_1 = 380$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

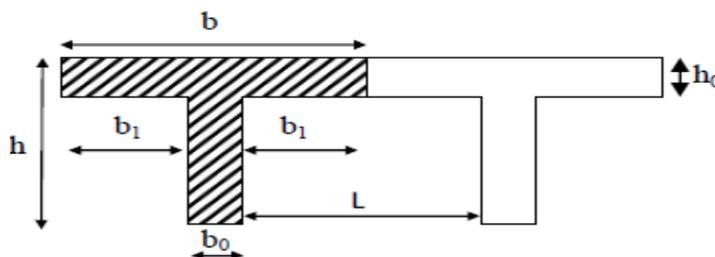


Figure III.7 : Schéma d'une section en T.

Application :

$$b_1 \geq \text{Min} \left(\frac{53}{2}, \frac{380}{10}, 8 \times 4 \right)$$

$$b_1 \geq \text{Min} (26,5 ; 38 ; 32) \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

➤ Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la dalle de compression.

1^{er} étapes : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12x4) cm² reposant sur deux appuis, elle travaille en flexion simple, et elle est sollicité par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids de corps creux qui est estimé à 0,95 KN/m² et la surcharge de l'ouvrier.

✓ **Charges permanentes :**

✚ poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$

✚ Poids propre de corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml.}$

Avec : $L = 65 \text{ cm}$: largeur de l'hourdis.

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Charge d'exploitation (surcharge) :**

✚ Poids due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

✓ **Combinaison de charge à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

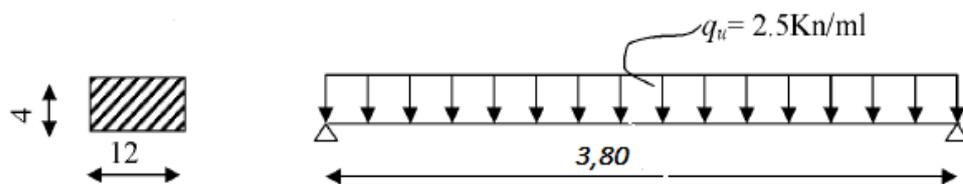


Figure III.8 : Schéma statique de la travée de la poutrelle.

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{2,5 \times 3,8^2}{8} = 4,51 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l^2}{2}$$

$$T = \frac{2,5 \times 3,80}{2} = 4,75 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$.

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

Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$

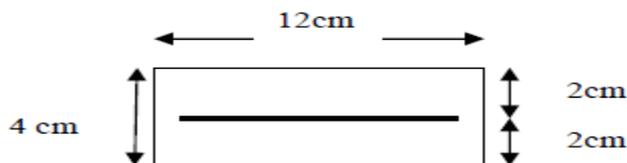


Figure III.9 : Section de poutrelle

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{4,5 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^2} = 6,6 \gg \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SDA}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenue par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquée et de manière à ce que les armatures comprimée ($A_{sc} = 0$) ne soient nécessaires.

2^{eme} étapes : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, les poutrelles travaillent comme une poutre en T sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrée à deux extrémités. Elle supporte le poids propre ainsi que charges et surcharges revenant au plancher.

➤ **Détermination des charges :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable, le plancher le plus chargé qui est dans notre cas le plancher du 1^{er} étage à usage service.

- Le poids propre du plancher d'étage courant : $G = 5,20 \times 0,65 = 3,38\text{KN/ml}$
- Le poids propre du plancher terrasse : $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549\text{KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :
 - Commercial : $Q = 4 \times 0,65 = 2,6\text{KN/ml}$
 - Service : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625\text{KN/ml}$
 - Etage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{KN/ml}$
 - Etage terrasse : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{KN/ml}$

✓ **Combinaison de charge à l'ELU :**

- **Commercial :**

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

$$q_u = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 2,6 = 8,463\text{KN/ml}$$

- **Service :**

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

$$q_u = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 1,625 = 7 \text{ KN/ml}$$

- **Etage courant :**

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

$$q_u = 1,35 \times 3,38 + 1,5 \times 0,975 = 6,025\text{KN/ml}$$

- **Etage terrasse :**

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

$$q_u = 1,35 \times 3,549 + 1,5 \times 0,65 = 5,766\text{KN/ml}$$

✓ **Combinaison des charges à l'ELS :**

- **Commercial :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,38 + 2,6 = 5,98 \text{KN/ml}$$

- **Service :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,38 + 1,625 = 5 \text{ KN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,38 + 0,975 = 4,355 \text{KN/ml}$$

- **Etage terrasse :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,549 + 0,65 = 4,199 \text{KN/ml}$$

III.2.3. Choix de la méthode de calcul :

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

- 1- Méthode forfaitaire
- 2- Méthode de Caquot
- 3- Méthode de trois moments

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1)- la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{KN/ml}\}$$

$$\left[\begin{array}{l} G = 3,38 \text{KN/ml} \\ Q = 1,625 \text{KN/ml} \end{array} \right.$$

$$2 \times G = 2 \times 3,38 = 6,76 \text{KN/ml}$$

$$Q = 1,625 \text{KN/ml} \leq \max \{6,76 \text{KN/ml} ; 5 \text{KN/ml}\} = 6,76 \text{KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même pour les différentes travées → Condition vérifiée

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3}{3} = 1 \leq 1,25 \rightarrow \mathbf{CV} \\ 0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3}{3,8} = 0,78 \leq 1,25 \rightarrow \mathbf{CNV} \\ 0,8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,8}{3,3} = 1,15 \leq 1,25 \rightarrow \mathbf{CV} \\ 0,8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3,3}{3,8} = 0,86 \leq 1,25 \rightarrow \mathbf{CV} \\ 0,8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{3,8}{3} = 1,26 \leq 1,25 \rightarrow \mathbf{CNV} \\ 0,8 \leq \frac{l_6}{l_7} = \frac{3}{3} = 1 \leq 1,25 \rightarrow \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

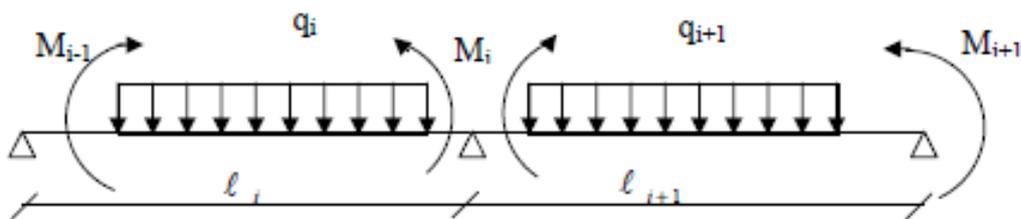
Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

III.2.4. Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



➤ **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ **Moment en travée :**

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

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

Remarque :

À cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$V(x) = \frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - q x$$

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

III.2.5. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 7 \text{ KN/ml}$$

1^{er} type :

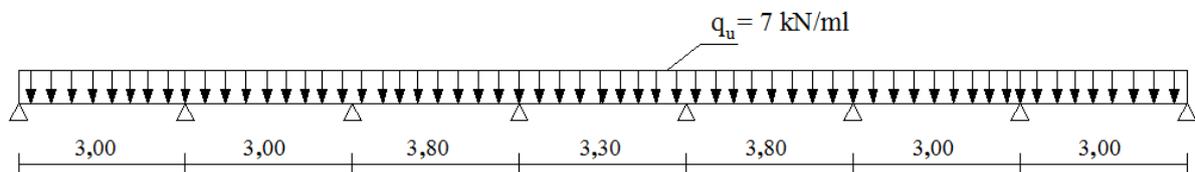


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle.

a) **Calcul les moments aux appuis :**

Les moments aux appuis est donnée par la relation suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -q_u \left(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4} \right)$$

Appuis 0 : i = 0

$$0 + 2M_0(0 + 3) + 3M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{3^3}{4} \right)$$

$$6M_0 + 3M_1 = -q_u(6,75) \rightarrow \mathbf{6M_0 + 3M_1 = -47,25}$$

Appuis 1 : i = 1

$$3M_0 + 2M_1(3 + 3) + 3M_2 = -q_u \left(\frac{3^3}{4} + \frac{3^3}{4} \right)$$

$$3M_0 + 12M_1 + 3M_2 = -q_u(13,5) \rightarrow \mathbf{3M_0 + 12M_1 + 3M_2 = -94,5}$$

Appuis 2 : i = 2

$$3M_1 + 2M_2(3 + 3,80) + 3,80M_3 = -q_u \left(\frac{3^3}{4} + \frac{3,80^3}{4} \right)$$

$$3M_1 + 13,6M_2 + 3,80M_3 = -q_u(20,468) \rightarrow \mathbf{3M_1 + 13,6M_2 + 3,80M_3 = -143,276}$$

Appuis 3 : i = 3

$$3,80M_2 + 2M_3(3,80 + 3,30) + 3,30M_4 = -q_u \left(\frac{3,80^3}{4} + \frac{3,30^3}{4} \right)$$

$$3,80M_2 + 14,2M_3 + 3,30M_4 = -q_u(22,7) \rightarrow \mathbf{3,80M_2 + 14,2M_3 + 3,30M_4 = -158,9}$$

Appuis 4 : i = 4

$$3,30M_3 + 2M_4(3,30 + 3,80) + 3,80M_5 = -q_u \left(\frac{3,30^3}{4} + \frac{3,80^3}{4} \right)$$

$$3,30M_3 + 14,2M_4 + 3,80M_5 = -q_u(22,7) \rightarrow \mathbf{3,30M_3 + 14,2M_4 + 3,80M_5 = -158,9}$$

Appuis 5 : i = 5

$$3,80M_4 + 2M_5(3,80 + 3) + 3M_6 = -q_u \left(\frac{3,80^3}{4} + \frac{3^3}{4} \right)$$

$$3,80M_4 + 13,6M_5 + 3M_6 = -q_u(20,468) \rightarrow \mathbf{3,80M_4 + 13,6M_5 + 3M_6 = -143,276}$$

Appuis 6 : i = 6

$$3M_5 + 2M_6(3 + 3) + 3M_7 = -q_u \left(\frac{3^3}{4} + \frac{3^3}{4} \right)$$

$$3M_5 + 12M_6 + 3M_7 = -q_u(13,5) \rightarrow \mathbf{3M_5 + 12M_6 + 3M_7 = -94,5}$$

Appuis 7 : i = 7

$$3M_6 + 2M_7 (3 + 0) + 0 = -q_u \left(\frac{3^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$3M_6 + 6M_7 = -q_u (6,75) \rightarrow 3M_6 + 6M_7 = -47,25$$

Sous forme matricielle, on a :

$$\begin{bmatrix} 6 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & 12 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 13,6 & 3,8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,8 & 14,2 & 3,3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3,3 & 14,2 & 3,8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3,8 & 13,6 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 12 & 3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -47,25 \\ -94,5 \\ -143,276 \\ -158,9 \\ -158,9 \\ -143,276 \\ -94,5 \\ -47,25 \end{bmatrix}$$

Après la résolution de système matricielle, on aura :

$$M_0 = -5,56 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,62 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -4,62 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -5,56 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q_u x}{2} (l - X) + M_i \left(1 - \frac{X}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{X}{l_i}$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Travée (0-1) $\rightarrow x = 1,54\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,54) = 2,79\text{KN.m}$

Travée (1-2) $\rightarrow x = 1,37\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,37) = 1,92\text{KN.m}$

Travée (2-3) $\rightarrow x = 1,89\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,89) = 5,19\text{KN.m}$

Travée (3-4) $\rightarrow x = 1,65\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,65) = 2,07\text{KN.m}$

Travée (4-5) $\rightarrow x = 1,90\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,90) = 5,19\text{KN.m}$

Travée (5-6) $\rightarrow x = 1,63\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,63) = 1,92\text{KN.m}$

Travée (6-7) $\rightarrow x = 1,45\text{m} \rightarrow M_{\max}(1,47) = 2,79\text{KN.m}$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Diminuer de 1/3 pour les moments aux appuis.
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

Aux appuis :

$$M_0 = -3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,97 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,08 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3,08 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -4,97 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3,71 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{t(0,1)} = 3,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(4,5)} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1,2)} = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(5,6)} = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2,3)} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(6,7)} = 3,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3,4)} = 2,76 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la relation suivante :

Au niveau d'un appui « i » : (x = 0) } les moments seront

$$V(x) = \frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Au niveau d'un appui « i+1 » : (x = l_i) } pris en valeur absolue

$$V(x) = -\frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	Longueur (m)	T _i (x = 0)	T _{i+1} (x = l _i)
(0-1)	3	10,29	-10,71
(1-2)	3	11,12	-9,88
(2-3)	3,80	13,30	-13,29
(3-4)	3,30	11,55	-11,55
(4-5)	3,80	13,29	-13,30
(5-6)	3	9,88	-11,12
(6-7)	3	10,71	-10,29

Tableau III.1 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU (1^{er} type).

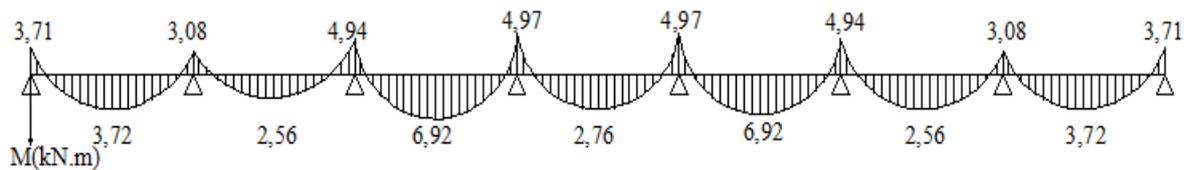


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

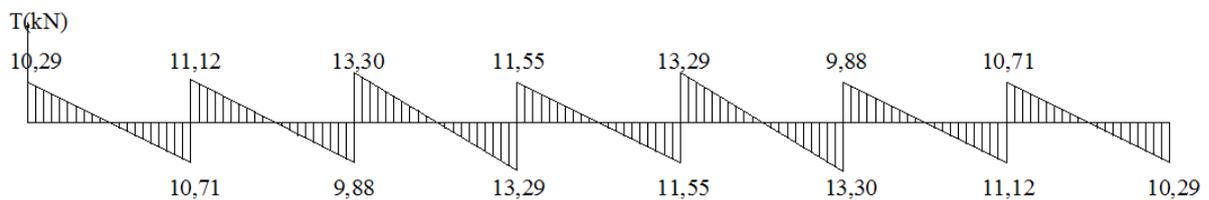


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

2^{eme} type :

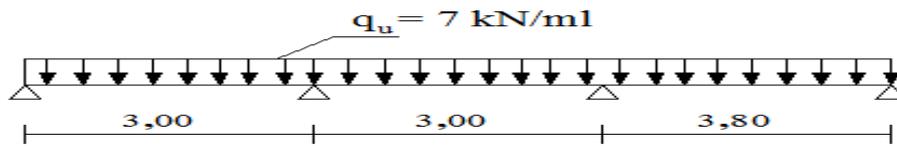


Figure III.13 : Schéma statique de la poutrelle.

a) **Calcul les moments aux appuis :**

Les moments aux appuis est donnée par la relation suivante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -q_u \left(\frac{l_i^3}{4} + \frac{l_{i+1}^3}{4} \right)$$

Appuis 0 : i = 0

$$0 + 2M_0 (0 + 3) + 3M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{3^3}{4} \right)$$

$$6M_0 + 3M_1 = -q_u (6,75) \rightarrow \mathbf{6M_0 + 3M_1 = -47,25}$$

Appuis 1 : i = 1

$$3M_0 + 2M_1 (3 + 3) + 3M_2 = -q_u \left(\frac{3^3}{4} + \frac{3^3}{4} \right)$$

$$3M_0 + 12M_1 + 3M_2 = -q_u (13,5) \rightarrow \mathbf{3M_0 + 12M_1 + 3M_2 = -94,5}$$

Appuis 2 : i = 2

$$3M_1 + 2M_2 (3 + 3,80) + 3,80M_3 = -q_u \left(\frac{3^3}{4} + \frac{3,80^3}{4} \right)$$

$$3M_1 + 13,6M_2 + 3,80M_3 = -q_u (20,468) \rightarrow \mathbf{3M_1 + 13,6M_2 + 3,80M_3 = -143,276}$$

Appuis 3 : i = 3

$$3,80M_2 + 2M_3 (3,80 + 0) = -q_u \left(\frac{3,80^3}{4} + \frac{0}{4} \right)$$

$$3,80M_2 + 7,6M_3 = -q_u (13,718) \rightarrow \mathbf{3,80M_2 + 7,6M_3 = -96,026}$$

Sous forme matricielle, on a :

$$\begin{bmatrix} 6 & 3 & 0 & 0 \\ 3 & 12 & 3 & 0 \\ 0 & 3 & 13,6 & 3,8 \\ 0 & 0 & 3,8 & 7,6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -47,25 \\ -94,5 \\ -143,276 \\ -96,026 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution de système matricielle, on aura :

$$M_0 = -5,48 \text{ KN.m} \qquad M_2 = -6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,77 \text{ KN.m} \qquad M_3 = -9,17 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q_u x}{2} (l - X) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

$$\text{Travée (0-1)} \rightarrow x = 1,53\text{m} \rightarrow M \text{ max } (1,53) = 2,75\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,40\text{m} \rightarrow M \text{ max } (1,40) = 2,07\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,81\text{m} \rightarrow M \text{ max } (1,81) = 4,62\text{KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Diminuer de 1/3 pour les moments aux appuis.
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

Aux appuis :

$$M_0 = -3,65 \text{ KN.m} \qquad M_2 = -4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3,18 \text{ KN.m} \qquad M_3 = -6,11 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{t(0,1)} = 3,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2,3)} = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1,2)} = 2,76 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la relation suivante :

Au niveau d'un appui « i » : (x = 0) } les moments seront

$$V(x) = \frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Au niveau d'un appui « i+1 » : (x = l_i) } pris en

$$V(x) = -\frac{q l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

valeur absolue

Travée	Longueur	T _i (x = 0)	T _{i+1} (x = L _i)
(0-1)	3	10,34	-10,66
(1-2)	3	10,97	-10,02
(2-3)	3,8	13,69	-12,90

Tableau III.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU (2^{eme} type).

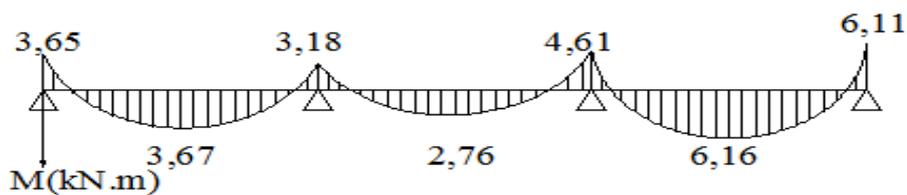


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction).

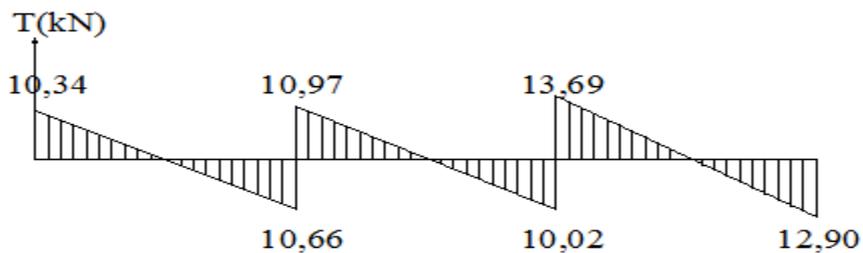


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

III.2.6. Calcul des armatures :**a. Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : $M_t^{\max} = 6,92 \text{KN.m}$
- En appuis : $M_a^{\max} = 6,11 \text{KN.m}$

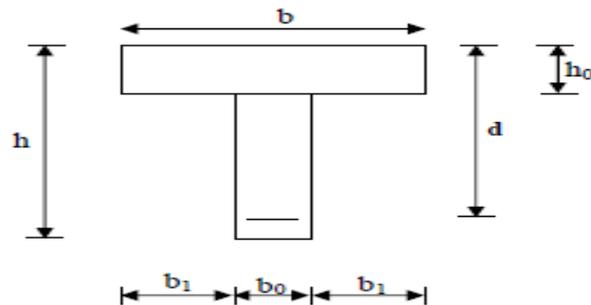
❖ **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

Figure III.16 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

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

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

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

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

$c = 2 \text{cm}$ (enrobage des armatures)

$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieur jusqu'à la fibre la plus comprimée)

➤ **Armatures en travée :**

Le moment maximal en travée :

$$M_t^{\max} = 6,92 \text{KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

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

$$\mu = \frac{6,92 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA } (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction :

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

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

$$A_{st} = \frac{6,92 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ Armature aux appuis :

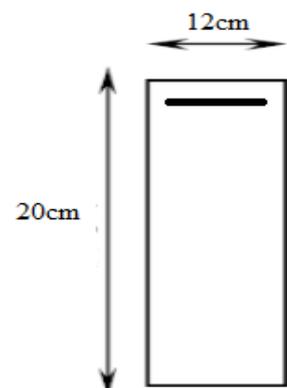
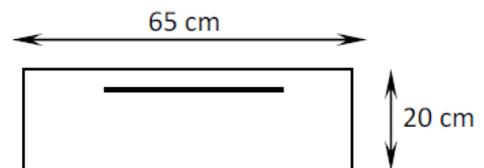
Le moment maximal aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6,11 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire (b_0, h)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6,11 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,11$$



$$\mu = 0,11 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,11 \rightarrow \beta = 0,994$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction :

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{6,11 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

b. Armatures transversales : (BAEL 91 modifiée 99/Art : A 7.2.2)

Le diamètre minimale des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varnothing_{max} \right\}$$

Avec : \varnothing_{max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On choisit un cadre $\varnothing 8$, avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

c. Espacement des armatures : (BAEL 91 modifiée 99/Art. A.5.1.22)

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (0,9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures longitudinales :

- En travée : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

III.2.7. Vérification à l'ELU :**a) Condition non fragilité :** (BAEL91 modifié 99/Art : A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

➤ En travée :

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91 modifiée 99/Art : A.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivantes :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T_U = T_{max} = 13,69 \text{ KN}$$

Pour la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{13,69 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{13,69 \times 10^3 \times (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_U}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 13,69 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,41 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91 modifier 99/Art : A.6.1.3)

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \text{ avec } T_U = T_{max} = 13,69 \text{ KN}$$

Ψ_s : Coefficient scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,69 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,69 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

(BAEL91 modifiée 99/ Art : A.5 .1.312)

$$\text{On doit vérifier que : } A_{st} \geq \left(T_{max} + \frac{M_a^{max}}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

• **Appuis de rive :**

$$A_{st} = 1,13 \text{cm}^2 \geq \left(12,90 - \frac{6,11}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,71 \text{cm}^2 < 0 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire :**

$$A_{st} = 1,13 \text{cm}^2 \geq \left(13,69 - \frac{4,97}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,48 \text{cm}^2 < 0 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91 modifiée 99/ Art : A.5 .1.313)

$$\text{On doit vérifier que : } T_{max} \leq 0,4 \times a \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } (a = 0,9 \quad d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{cm})$$

$$0,4 \times 16,2 \times 12 \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{KN}$$

$$T_{max} = 13,69 \text{KN} < 129,6 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

g) L'ancrage des barres (longueur de scellement) : (BAEL91 modifiée 99/ Art : A.6.1.2)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{su}}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{su}} : \text{Contrainte d'adhérence } \overline{\tau_{su}} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

Ψ_s : Coefficient scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

Les règles de BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminer par un crocher normale est assurée lorsque la portée ancrée mesurée hors crocher « L_C » est au moins égale à $0,4L_S$ pour les aciers HA

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93\text{cm} \rightarrow \text{on prendre } L_C = 20\text{cm}$$

III.2.8. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 5 \text{ KN/ml}$$

1^{er} type :

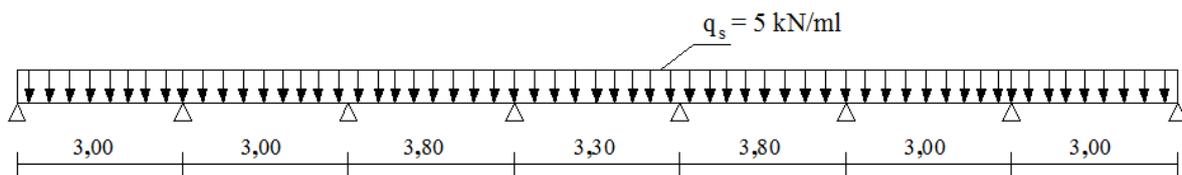


Figure III.17 : Schéma statique de la poutrelle.

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,64}{8,463} = 0,714$$

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_0 = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -3,53 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,53 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -2,65 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{t(0-1)} = 2,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(4-5)} = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(5-6)} = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(6-7)} = 2,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{l(3-4)} = 1,97 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchant :

Travées	(0-1)	(1-2)	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)	(6-7)
T_i (KN)	7,35	7,94	9,49	8,25	9,49	7,05	7,65
T_{i+1} (KN)	-7,65	-7,05	-9,49	-8,25	-9,49	-7,94	-7,35

Tableau III.3 : Calcul des efforts tranchant à l'ELS (1^{er} type).

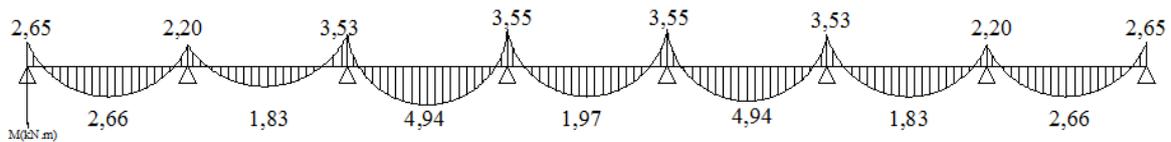


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

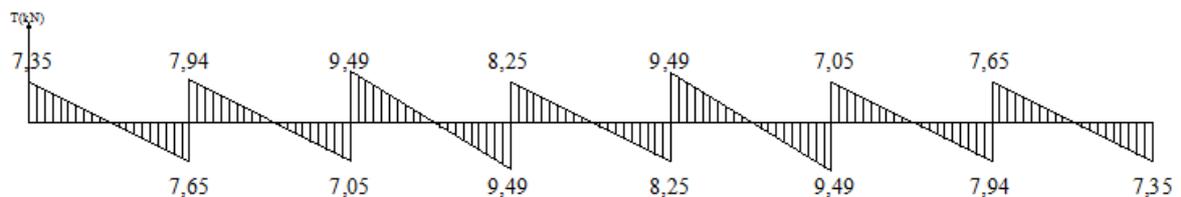


Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

2^{eme} type :

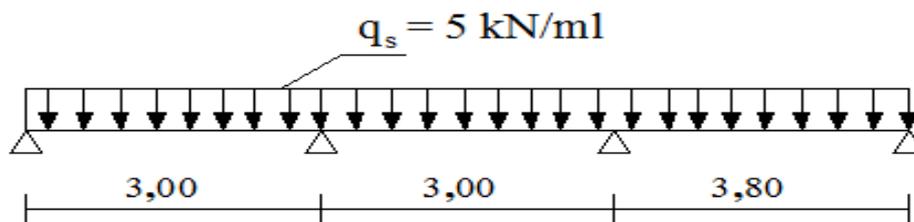


Figure III.20 : Schéma statique de la poutrelle.

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,64}{8,463} = 0,714$$

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_0 = -2,61 \text{ KN.m} \quad M_2 = -3,29 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,27 \text{ KN.m} \quad M_3 = -4,36 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{t(0-1)} = 2,62 \text{ KN.m} \quad M_{t(2-3)} = 4,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = 1,97 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

Travée	(0-1)	(1-2)	(2-3)
T_i (KN)	7,38	7,83	9,77
T_{i+1} (KN)	-7,61	-7,15	-9,21

Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS (2^{eme} type).

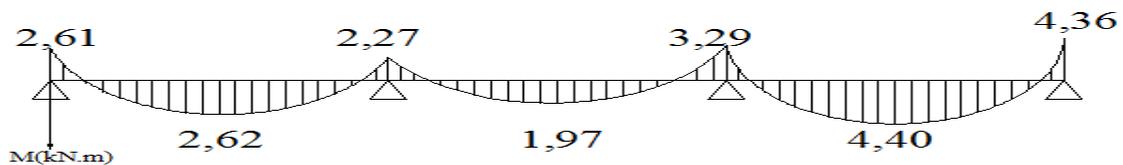


Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

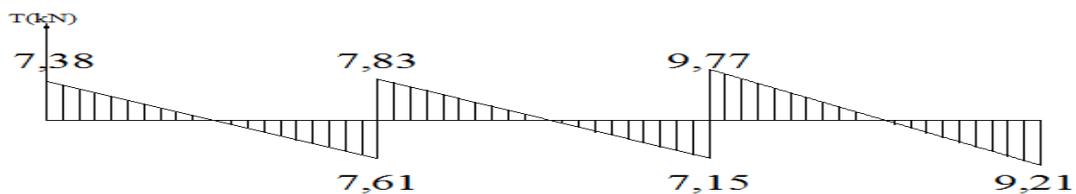


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.9. Vérification à l'ELS :

a. Etats limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta_1 X d X A_{st}}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée aux appuis : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ \alpha_1 = 0,325 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,325}{15(1-0,325)} = 0,032$$

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4,36 \times 10^6}{0,891 \times 180 \times 113} = 240,58\text{MPa}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,032 \times 240,58 = 7,70\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,70\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

La section d'armature adoptée en travée : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ \alpha_1 = 0,372 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,372}{15(1-0,372)} = 0,039$$

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4,94 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 199,55\text{MPa}$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,039 \times 199,55 = 7,78\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,78\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes à l'ELS.

b. Etats limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \rightarrow aucune vérification n'est effectuée

c. Etats limite de déformation : (vérification de la flèche BAEL91.B.6.5.2)

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 on prévoit des étais intermédiaires, on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les (03) conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} < \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$L = 380\text{cm}$ (longueur de la travée entre nœuds d'appui)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle)

Nous avons $\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,0625$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

❖ **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{348} \frac{q_s L^2}{E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ; $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865\text{Mpa}$

I_{fv} : Inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} Est donnée par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (0,4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\}$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho}$$

➤ **Calcul des paramètres :**

- **La position de l'axe neutre :**

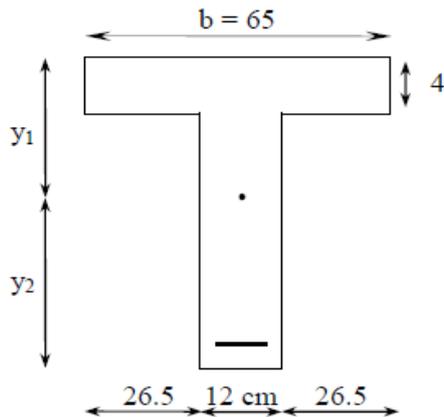


Figure III.23 : Coupe schématique de la poutrelle.

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

$$S_{X X'} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 1,57 \times 18)$$

$$S_{X X'} = 3247,9 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 1,57)$$

$$B_0 = 475,55 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{X X'}}{B_0} = \frac{3247,9}{475,55} = 6,83 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 6,83 = 13,17 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_{st} \times (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times [(6,83)^3 + (13,17)^3] + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times 6,83 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2,35 \times$$

$$(13,17 - 2)^2 = 18578,44 \text{ cm}^4$$

➤ *Calcul des coefficients :*

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0073$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0073 \times 348 + 2,1}, 0 \right\} = 0,83$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,0073} = 2,25$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 18578,44}{1 + (0,4 \times 0,83 \times 2,25)} = 11697,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{q_s L^2}{E_v I_{fv}} = \frac{5}{348} \frac{5 \times 3,80^2}{10818,865 \times 10^3 \times 11697,93 \times 10^{-8}} = 0,0008 \text{ m} = 0,08 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$f = 0,08 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Pas de risque de flèche des poutrelles, les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes donc ce n'est pas nécessaire de calcul les armatures à l'ELS.

Armatures longitudinales :

- En travée : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15cm

III.3. Calcul des escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.3.1. Terminologie :

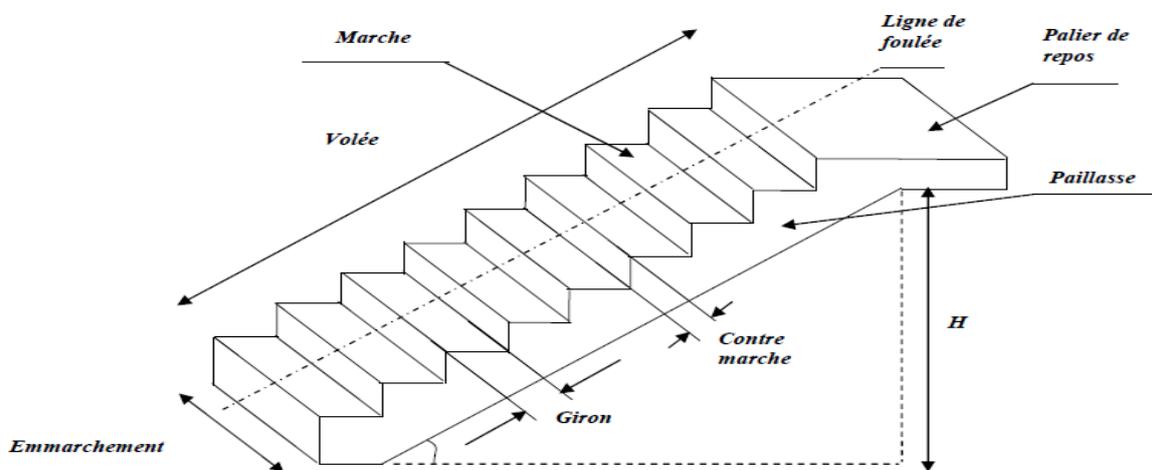


Figure III.24 : Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied ; 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, valeurs courantes $h = 14\text{ à }18\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage service ou privé.
- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28 [cm] au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris 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

n : Nombre de contre marches.

m : Nombre de marches

Remarque :

Un volée de RDC de hauteur $H=2,55\text{m}$

Un volée d'étage courant et RDC de hauteur $H=1,53\text{m}$

III.3.2. Pré-dimensionnement des escaliers :

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).

III.3.3. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III.3.3.1) Dimensionnement :

L'étage courant comporte deux volées sont identiques, donc le calcul se fera pour un seul volé.

a. Schéma statique :

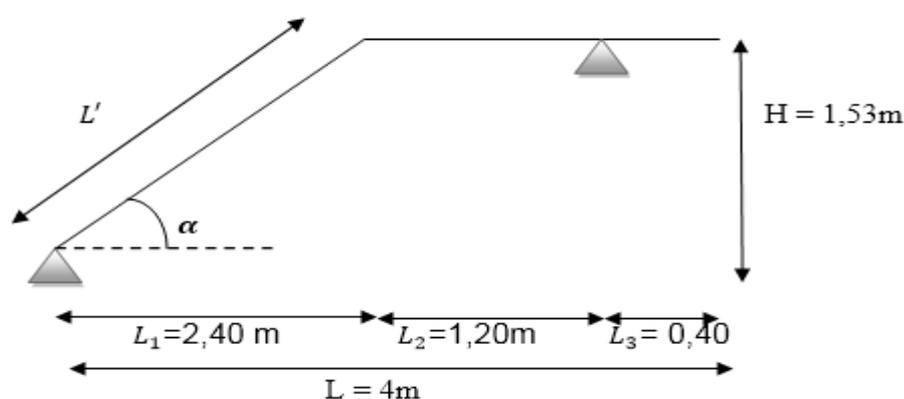


Figure III.25 : Coupe verticale de la volée.

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL cité ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$

❖ **Hauteur de la contre marche (h) :**

On a : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend : $h = 17\text{cm}$.

a. Nombre de contre marche (n) :

Le nombre de contre marche est : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marche.

a. Nombre de marche (m) :

Le nombre de marche pris égale à : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marche.

a. Calcul du giron (g) :

D'après la loi de BLONDEL : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$; on prend : $g = 30\text{cm}$.

a. Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.3.2) Pré-dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse sera calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

Avec :

L_p : Longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appui) $L_p = L' + L_2$

L' : Longueur de la paillasse projetée

L_2 : Longueur de palier

❖ **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 29,54} = 2,76\text{m}$$

$$L_2 = 1,20\text{m}$$

❖ **Longueur réelle de la pailleasse :**

$$L_p = L' + L_2$$

$$L_p = 2,76 + 1,20 = 3,96\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{396}{30} \leq e_p \leq \frac{396}{20} \Rightarrow 13,2\text{cm} \leq e_p \leq 19,8\text{cm}$$

On opte pour une pailleasse d'épaisseur : $e_p = 18\text{cm}$

III.3.3.3) Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fait pour 1 ml d'embranchement, pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

❖ **Charges permanentes :**

Palier :

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times e_p = 25 \times 0,18 = 4,5\text{KN/ml}$$

Poids de revêtement :

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1\text{m} = 0,44\text{KN/ml}$
- Mortier de pose : $0,02 \times 20 \times 1\text{m} = 0,40\text{KN/ml}$
- Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1\text{m} = 0,36\text{KN /ml}$
- Enduit ciment : $0,02 \times 18 \times 1\text{m} = 0,36 \text{ KN/ml}$

$$\Rightarrow G_t = 6,06 \text{ KN/ml}$$

Volée :

$$\text{Poids des marches : } \frac{25 \times h}{2} \times 1\text{m} = \frac{25 \times 0,17}{2} \times 1\text{m} = 2,125\text{KN/ml}$$

$$\text{Poids de la pailleasse : } \frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} \times 1\text{m} = \frac{25 \times 0,18}{\cos 29,54} \times 1\text{m} = 5,17\text{KN/ ml}$$

Poids de revêtement :

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} = 0,44 \text{ KN/ml}$
 - Mortier de pose : $0,02 \times 20 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN/ml}$
 - Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - Enduit ciment : $0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - Poids de garde-corps : $0,2 \text{ KN/ml}$
- $\Rightarrow G_t = 9,06 \text{ KN/ml}$

❖ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR.B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml (pour le volé et palier)}$$

❖ **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P)

$$P = (3,06 - 0,18) \times 2,76 \times 1 = 7,95 \text{ KN}$$

III.3.3.4) Combinaison des charges :

❖ **ELU :**

Palier :

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

$$q_u^p = (1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,93 \text{ KN/ml.}$$

Volée :

$$q_u^V = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_u^V = (1,35 \times 9,06 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,98 \text{ KN/ml.}$$

Mur extérieur : $P = 1,35 \times 7,95 = 10,73 \text{ KN}$

❖ **ELS :**

Palier :

$$q_s^p = G + Q$$

$$q_s^p = (6,06 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,56 \text{ KN/ml.}$$

Volée :

$$q_s^V = G + Q$$

$$q_s^V = (9,06 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,56 \text{ KN/ml.}$$

Mur extérieur : $P = 7,95 \text{ KN}$

III.3.3.5) Calcul à l'ELU :

1. Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

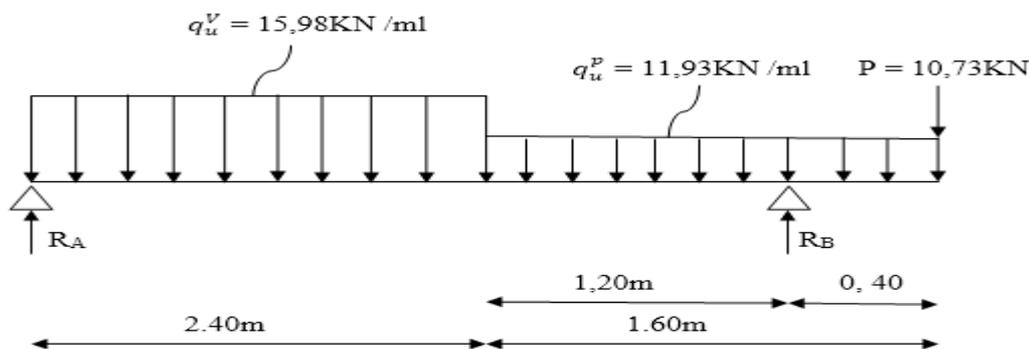


Figure III.26 : Schéma statique des escaliers sous charge q_u^p, q_u^V, P

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 15,98 \times 2,40 + 11,93 \times 1,60 + 10,73 = 68,17 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,6 - 15,98 \times \frac{(2,40)^2}{2} - 11,93 \times 1,60 \left(2,40 + \frac{1,60}{2}\right) - 10,73 \times 4 = 0$$

$$R_B = 41,67 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,5 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

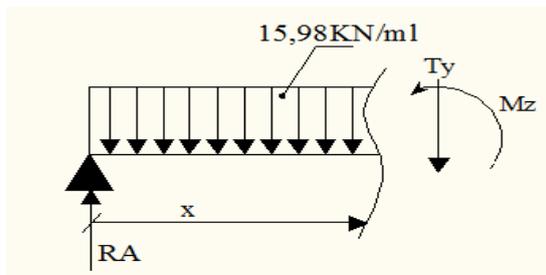
Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{max} en travée et en appuis respectivement.

Moments en travée : $M_{travée} = 0.85 \times M_0$.

Moments aux appuis : $M_{appui} = -0.3 \times M_0$.

➤ **Calcul M_0 :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 15,98 x - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 15,98 x$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow T_Y = 26,5 \text{ KN}$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow T_Y = -11,85 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = 26,5x - 15,98 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow M_Z = 17,57 \text{ KN.m}$$

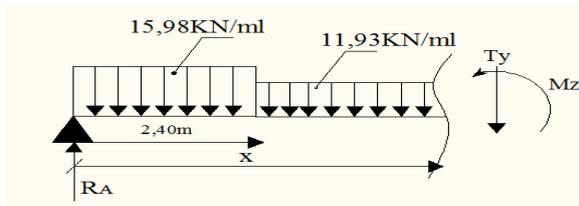
➤ **Moment maximum :**

$$T_Y = 0 \rightarrow M = M_{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -15,98 x + 26,5 = 0 \rightarrow x = 1,66\text{m}$$

$$M_Z = 26,5 (1,66) - 15,98 \left(\frac{1,66^2}{2}\right) \rightarrow M_0 = M_Z = 21,97 \text{ KN.m}$$

2^{er} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,6\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 15,98 \times 2,40 - 11,93 (x - 2,40) - T_Y = 0$$

$$T_Y = -11,93 x + 16,78$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow T_Y = -11,85\text{KN}$$

$$x = 3,6\text{m} \rightarrow T_Y = -26,17\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

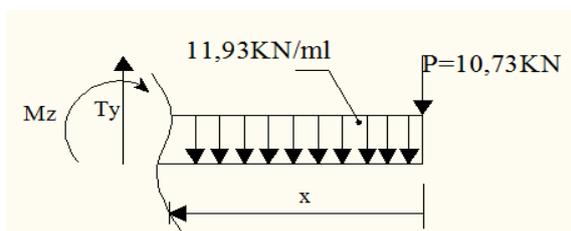
$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = 26,5x - 15,98 \times 2,40 \left(x - \frac{2,40}{2}\right) - 11,93 \frac{(x-2,40)^2}{2}$$

$$M_Z = 11,85x + 46,02 - 11,93 \frac{(x-2,40)^2}{2}$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow M_Z = 17,58\text{KN.m}$$

$$x = 3,6\text{m} \rightarrow M_Z = -5,23\text{KN.m}$$

3^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,40\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow -P - 11,93 x + T_Y = 0$$

$$T_Y = 11,93 x + 10,73$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow T_Y = 10,73\text{KN}$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow T_Y = 15,50\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = -P x - 11,93 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow M_Z = -5,23\text{KN.m}$$

Le moment $M_Z(x)$ maximum pour la valeur $x = 1,66\text{m}$

$$\text{Donc } M_Z^{max} = 21,97\text{KN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -0,3 \times 21,97 = -6,59\text{KN.m} \quad ; \quad M_{B \text{ appui}} = -5,23\text{KN.m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 21,97 = 18,67\text{KN.m} \quad ; \quad M_{console} = -5,23\text{KN.m}$$

2. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

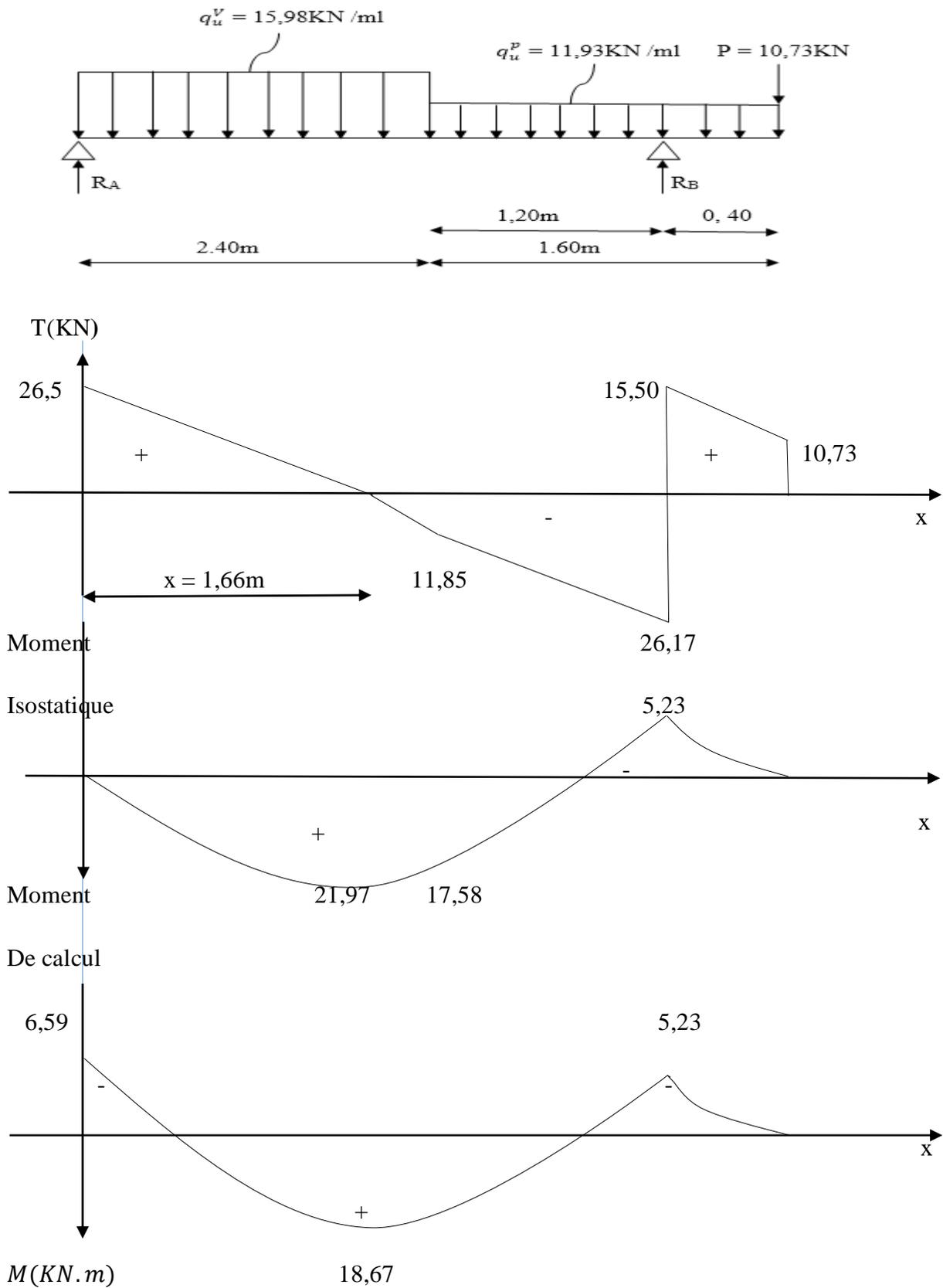
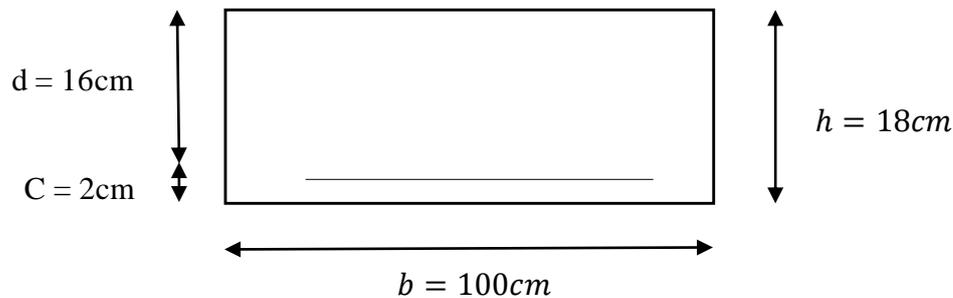


Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

3. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; h = 18\text{cm} ; d = h - c = 16\text{cm}$$

**➤ En travée :**

$$M_u^t = 18,67\text{KN.m}$$

Armature principales :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18,67 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{18,67 \times 10^3}{0,975 \times 16 \times 348} = 3,44\text{cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement S_t = 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

➤ **Aux appuis :**

- **Appui A :** $M_A = 6,59KN.m$

Armature principales :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 MPa$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,59 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{6,59 \times 10^3}{0,991 \times 16 \times 348} = 1,19cm^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement S_t = 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,78cm^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

- **Appui B :** $M_B = 5,23KN.m$

Armature principales :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 MPa$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,23 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{5,23 \times 10^3}{0,991 \times 16 \times 348} = 0,946 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement S_t = 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

III.3.3.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton : (Art A .4.2.1/BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{adopté}$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{min} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{min} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_A = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_B = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des armatures :

Armature principale :

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} = \text{min} (54 ; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} (4h ; 33) \text{ cm} = \text{min} (72 ; 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant– contrainte de cisaillement : (Art A.5 1.2/BAEL 91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : Effort tranchant maximum

$$T_u = 26,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{26,5 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,165 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (pour la fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **L'influence sur le béton** : (Art A.5.1.313/BAEL 91)

$$\text{Il faut vérifier que : } T_u \leq T_{u \max}$$

$$\frac{2 T_{u \max}}{0,9 d b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{u \max} \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1 \times 0,16 \times 0,9 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_u = 26,5 \text{ KN} \leq T_{u \max} = 960 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence sur l'acier** : (Art A.5 .1.321/BAEL 91)

$$\text{Il faut vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(26,5 + \frac{6,59 \times 10^3}{0,9 \times 16} \right) = 0,207 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,207 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

e) Vérification à l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art A.6.1.3/BAE91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \text{ avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haut adhérence (HA)}$$

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

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

Appui A :

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{26,5 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,6} = 1,465 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,465 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appui B :

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{26,17 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,6} = 1,446 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,446 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque d'entraînement des barres

f) Calcul des ancrages des barres : (Art A.6.1.221/BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art.6.1.221/BAEL91 modifiée 99) admettant que l'ancrage d'une barre hors crochet est au moins égales $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$$

III.3.3.7. Calcul à l'ELS :

1. Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

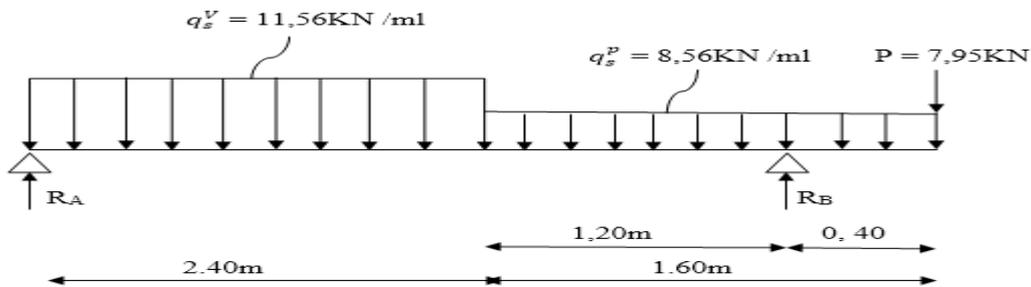


Figure III.28 : Schéma statique des escaliers sous charge q_s^V , q_s^P , P

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,56 \times 2,40 + 8,56 \times 1,60 + 7,95 = 49,39 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,6 - 11,56 \times \frac{(2,40)^2}{2} - 8,56 \times 1,60 \left(2,40 + \frac{1,60}{2}\right) - 7,95 \times 4 = 0$$

$$R_B = 30,25 \text{ KN}$$

$$R_A = 19,14 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

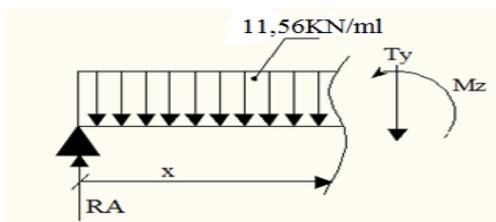
Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{max} en travée et en appuis respectivement.

$$\text{Moments en travée : } M_{travée} = 0.85 \times M_0.$$

$$\text{Moments aux appuis : } M_{appui} = -0.3 \times M_0.$$

➤ Calcul M_0 :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 11,56 x - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 11,56 x$$

$$x = 0m \rightarrow T_Y = 19,14 \text{ KN}$$

$$x = 2,40m \rightarrow T_Y = -8,60 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = 19,14x - 11,56 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0m \rightarrow M_Z = 0$$

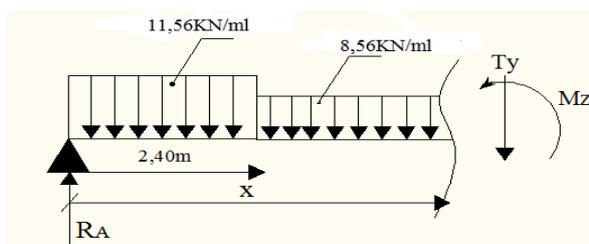
$$x = 2,40m \rightarrow M_Z = 12,64 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment maximum :**

$$T_Y = 0 \rightarrow M = M_{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -11,56 x + 19,14 = 0 \rightarrow x = 1,66m$$

$$M_Z = 19,14 (1,66) - 11,56 \left(\frac{1,66^2}{2}\right) \rightarrow M_0 = M_Z = 15,84 \text{ KN.m}$$

2^{er} tronçon : $2,40m \leq x \leq 3,6m$ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 11,56 \times 2,40 - 8,56 (x - 2,40) - T_Y = 0$$

$$T_Y = -8,56 x + 11,94$$

$$x = 2,40m \rightarrow T_Y = -8,60 \text{ KN}$$

$$x = 3,6m \rightarrow T_Y = -18,87 \text{ KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

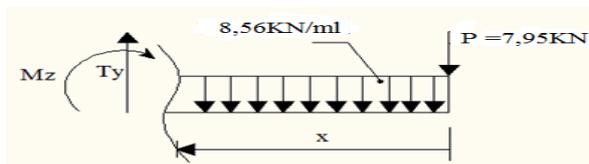
$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = 19,14x - 11,56 \times 2,40 \left(x - \frac{2,40}{2}\right) - 8,56 \frac{(x-2,40)^2}{2}$$

$$M_Z = 8,60x + 33,29 - 8,56 \frac{(x-2,40)^2}{2}$$

$$x = 2,40\text{m} \rightarrow M_Z = 12,64\text{KN.m}$$

$$x = 3,6\text{m} \rightarrow M_Z = -3,85\text{KN.m}$$

3^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,40\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow -P - 8,56x + T_Y = 0$$

$$T_Y = 8,56x + 7,95$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow T_Y = 7,95\text{KN}$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow T_Y = 11,37\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = -Px - 8,56 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow M_Z = -3,85\text{KN.m}$$

Le moment $M_Z(x)$ maximum pour la valeur $x = 1,66\text{m}$

$$\text{Donc } M_Z^{max} = 15,84\text{KN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -0,3 \times 15,84 = -4,75\text{KN.m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 15,84 = 13,46\text{KN.m}$$

$$M_{B \text{ appui}} = -3,85\text{KN.m}$$

$M_{console} = - 3,85\text{KN.m}$

2. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

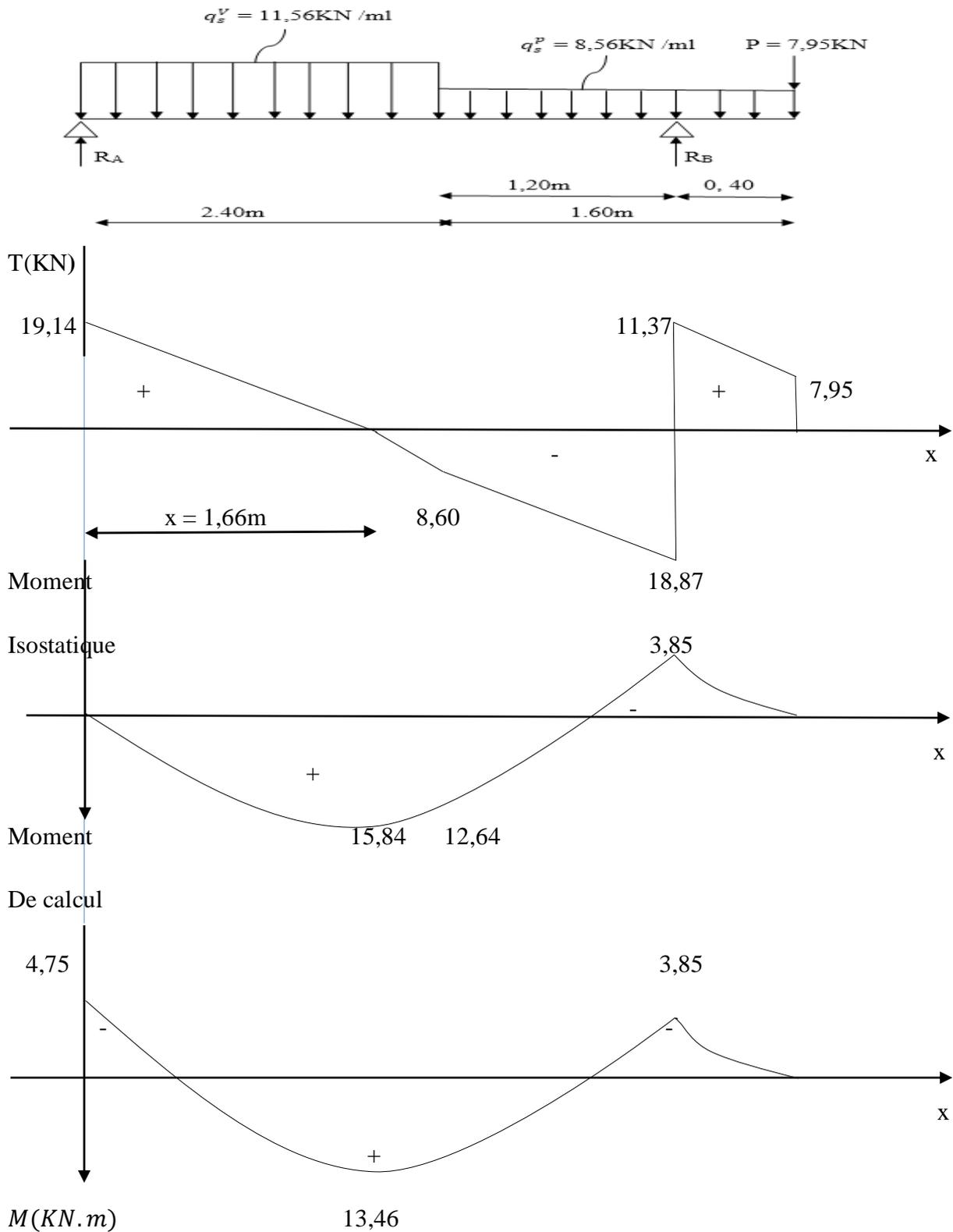


Figure III.29 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

III.3.3.8. Vérification à l'ELS :**a. Etats limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable → aucune vérification n'est effectuée

b. Etats limite de résistance du béton à la compression :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

Pour une poutre soumise à la flexion simple : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$

β_1, K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à $\rho = \frac{100 A_{st}}{b d}$

❖ Aux appuis :**• Appui A :**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,198 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \Rightarrow K_1 = 54,44$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4,75 \times 10^6}{0,928 \times 160 \times 3,14 \times 10^2} = 101,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101,88}{54,44} = 1,87 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

• Appui B :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 16} = 0,198 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \Rightarrow K_1 = 54,44$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,85 \times 10^6}{0,928 \times 160 \times 3,14 \times 10^2} = 82,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82,57}{54,44} = 1,52 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,283 \Rightarrow \beta_1 = 0,916 \Rightarrow K_1 = 44,52$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{13,46 \times 10^6}{0,916 \times 160 \times 4,52 \times 10^2} = 203,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{203,18}{44,52} = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III.3.3.9. Vérification de la flèche :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b d} < \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur totale ($h = 18 \text{ cm}$)

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 3,6 \text{ m}$)

M_t : moment max en travée ($M_t = 13,46 \text{ KN.m}$)

M_0 : valeur max du moment isostatique ($M_0 = 15,84 \text{ KN.m}$)

A : section des armatures

d : Hauteur utile de la section droite ($d = 16 \text{ cm}$)

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{400} = 0,045 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche

❖ **Calcul de la flèche :**

• **Pour paillasse :**

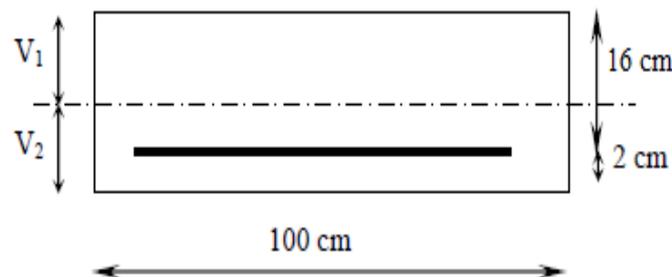
$$\text{Il faut vérifier que : } f = \frac{5}{348} \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^p ; q_s^v) = \max(8,56 ; 11,56) = 11,56 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différée ; } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.



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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16 = 17284,8 \text{ cm}^2$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 4,52$$

$$B_0 = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17284,8}{1867,8} = 9,25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,25 = 8,75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} (9,25^3 + 8,75^3) + 15 \times 4,52 (8,75 - 2)^2 = 51801,64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{11,56 \times 10^3 \times (4)^4}{10818,865 \times 10^6 \times 51801,64 \times 10^{-8}} = 0,0068 \text{ m} = 0,68 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = 0,68 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

- **Pour la console :**

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} = \frac{18}{40} = 0,45 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} ; \frac{h}{l} = \frac{18}{40} = 0,45 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{13,46}{3,85} = 0,35 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \frac{4,52}{100 \times 16} = 0,0028 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

l : la portée de la travée entre les appuis.

h : la hauteur total de la section.

M_t : Moment maximal en travée.

M_0 : Moment fléchissant maximal en travée.

b_0 : La largeur (emmarchement)

d : la hauteur utile de la section droite.

A : la section d'armature en travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **En travée :**

- Armatures principales : **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement de 25cm.
- Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01cm²** avec un espacement de 25cm.

➤ **Aux appuis :**

- Armatures principales : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de 25cm.
- Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement de 25cm.

III.3.4. Calcul de l'escalier de RDC :**III.3.4.1. Dimensionnement :**

Le RDC comporte deux volées et un palier, un volé identique à ceux des étages courants (déjà calculés) et un volée différent se fera calculer.

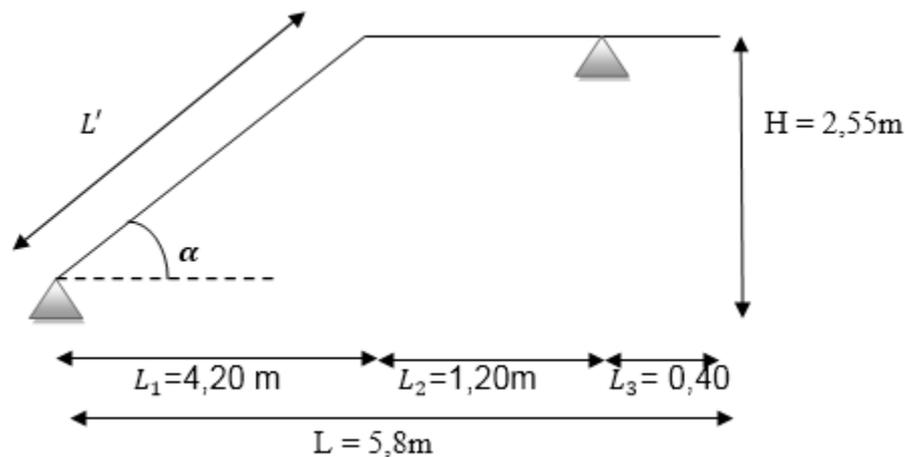
Schéma statique :

Figure III.30 : Coupe verticale de la volée.

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL cité ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$

b. Hauteur de la contre marche (h) :

On a : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend : $h = 17\text{cm}$.

c. Nombre de contre marche (n) :

Le nombre de contre marche est : $n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15$ contre marche.

d. Nombre de marche (m) :

Le nombre de marche pris égale à : $m = n - 1 = 15 - 1 = 14$ marche.

e. Calcul du giron (g) :

D'après la loi de BLONDEL : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$; on prend : $g = 30\text{cm}$.

f. Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.4.2. Pré-dimensionnement de la pailleasse :

L'épaisseur de la pailleasse sera calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

Avec :

L_p : Longueur réelle de la pailleasse et du palier (entre appui) $L_p = L' + L_2$

L' : Longueur de la pailleasse projetée

L_2 : Longueur de palier

❖ Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,51^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{4,20}{\cos 29,51} = 4,82 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

❖ Longueur réelle de la pailleasse :

$$L_p = L_1 + L_2$$

$$L_p = 4,82 + 1,20 = 6,02 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{602}{30} \leq e_p \leq \frac{602}{20} \Rightarrow 20,06 \text{ cm} \leq e_p \leq 30,1 \text{ cm}$$

On opte pour une pailleasse d'épaisseur : $e_p = 28 \text{ cm}$

III.3.4.3. Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fait pour 1 ml d'embranchement, pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

❖ Charges permanentes :**Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times e_p = 25 \times 0,28 = 7 \text{ KN/ml}$

Poids de revêtement :

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} = 0,44 \text{ KN/ml}$
 - Mortier de pose : $0,02 \times 20 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN/ml}$
 - Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} = 0,36 \text{ KN /ml}$
 - Enduit ciment : $0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} = 0,36 \text{ KN/ml}$
- $\Rightarrow G_t = 8,56 \text{ KN/ml}$

Volées :

Poids des marches : $\frac{25 \times h}{2} \times 1 \text{ m} = \frac{25 \times 0,17}{2} \times 1 \text{ m} = 2,125 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse : $\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} \times 1 \text{ m} = \frac{25 \times 0,28}{\cos 29,54} \times 1 \text{ m} = 8,04 \text{ KN/ ml}$

Poids de revêtement :

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose : $0,02 \times 20 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} = 0,36 \text{ KN /ml}$
- Enduit ciment : $0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} = 0,36 \text{ KN/ml}$
- Poids de garde-corps : $0,2 \text{ KN/ml}$

$\Rightarrow G_t = 11,92 \text{ KN/ml}$

❖ Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR.B.C.2.2 est :

$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$ (pour le volé et palier)

❖ La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P)

$P = (4,08 - 0,28) \times 2,76 \times 1 = 10,48 \text{ KN}$

III.3.4.4. Combinaison des charges :**❖ ELU :****Palier :**

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

$$q_u^p = (1,35 \times 8,56 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 15,31 \text{ KN/ml.}$$

Volée :

$$q_u^V = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_u^V = (1,35 \times 11,92 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 19,84 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Mur extérieur : } P = 1,35 \times 10,48 = 14,15 \text{ KN}$$

❖ ELS :**Palier :**

$$q_s^p = G + Q$$

$$q_s^p = (8,56 + 2,5) \times 1\text{m} = 11,06 \text{ KN/ml.}$$

Volée :

$$q_s^V = G + Q$$

$$q_s^V = (11,92 + 2,5) \times 1\text{m} = 14,42 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Mur extérieur : } P = 10,48 \text{ KN}$$

III.3.4.5. Calcul à l'ELU :**1. Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

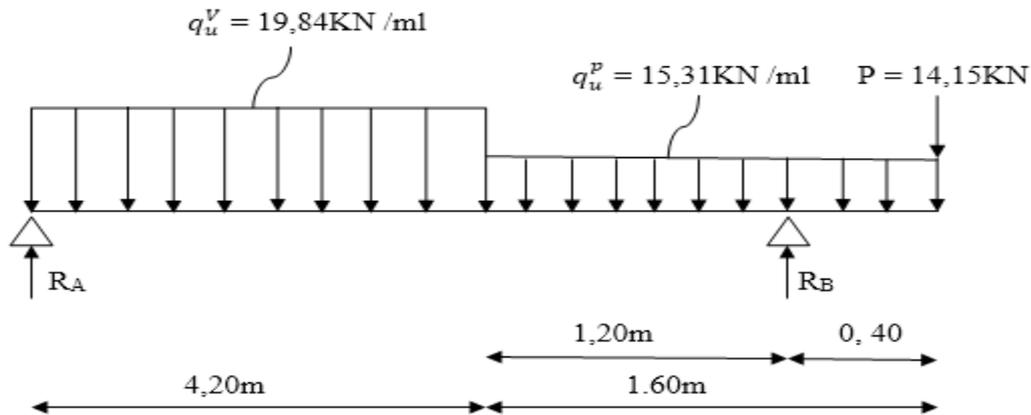


Figure III.31 : Schéma statique des escaliers sous charge q_u^p, q_u^v, P

❖ Réaction d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 19,84 \times 4,20 + 15,31 \times 1,60 + 14,15 = 121,98 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,4 - 19,84 \times \frac{(4,20)^2}{2} - 15,31 \times 1,60 \left(4,20 + \frac{1,60}{2}\right) - 14,15 \times 5,8 = 0$$

$$R_A = 70,29 \text{ KN}$$

$$R_B = 51,69 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

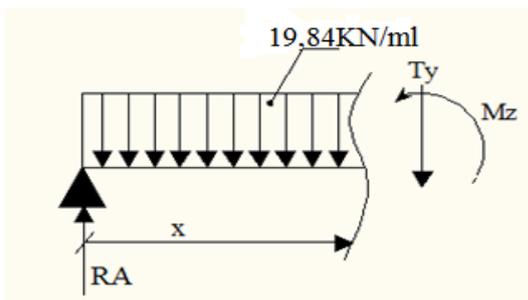
Pour tenir compte des semis encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{max} en travée et en appuis respectivement.

Moments en travée : $M_{travée} = 0.85 \times M_0$.

Moments aux appuis : $M_{appui} = -0.3 \times M_0$.

❖ Calcul M_0 :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4,20\text{m}$



❖ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 19,84 x - T_Y = 0 \Rightarrow T_Y = R_A - 19,84x$$

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow T_Y = 53,69 \text{ KN}$$

$$x = 4,20 \text{ m} \rightarrow T_Y = -31,64 \text{ KN}$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = 53,69x - 19,84 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \text{ m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x = 4,20 \text{ m} \rightarrow M_Z = 42,11 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment maximum :**

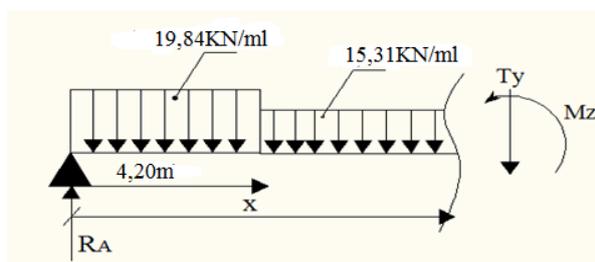
$$T_Y = 0 \rightarrow M = M_{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -19,84x + 53,69 = 0 \rightarrow x = 2,60 \text{ m}$$

$$M_Z = 53,69(2,60) - 19,84 \left(\frac{2,60^2}{2} \right)$$

$$M_0 = M_Z = 67,34 \text{ KN.m}$$

2^{er} tronçon : $4,20 \text{ m} \leq x \leq 5,4 \text{ m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 19,84 \times 4,20 - 15,31 (x - 4,20) - T_Y = 0$$

$$T_Y = -15,31 x + 32,66$$

$$x = 4,20 \text{ m} \rightarrow T_Y = -31,64 \text{ KN}$$

$$x = 5,4 \text{ m} \rightarrow T_Y = -50,01 \text{ KN}$$

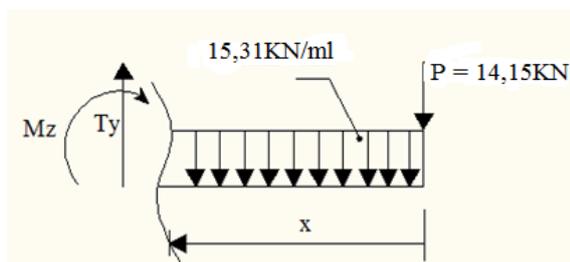
➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = 53,69x - 19,84 \times 4,20(x - \frac{4,20}{2}) - 15,31 \frac{(x-4,20)^2}{2}$$

$$M_Z = -31,64x + 174,99 - 15,31 \frac{(x-4,20)^2}{2}$$

$$x = 4,20\text{m} \rightarrow M_Z = 42,11\text{KN.m}$$

$$x = 5,4\text{m} \rightarrow M_Z = -6,88\text{KN.m}$$

3^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,40\text{m}$ ➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow -P - 15,31 x + T_Y = 0$$

$$T_Y = 15,31 x + 14,15$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow T_Y = 14,15 \text{ KN}$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow T_Y = 20,27\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = -P x - 15,31 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow M_Z = -6,88\text{KN.m}$$

Le moment $M_Z(x)$ maximum pour la valeur $x = 2,60\text{m}$

$$\text{Donc : } M_Z^{max} = 67,34\text{KN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -0,3 \times 67,34 = -20,20\text{KN.m}$$

$$M_{B \text{ appui}} = -6,88\text{KN.m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 67,34 = 57,24\text{KN.m}$$

$$M_{console} = -6,88\text{KN.m}$$

2. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

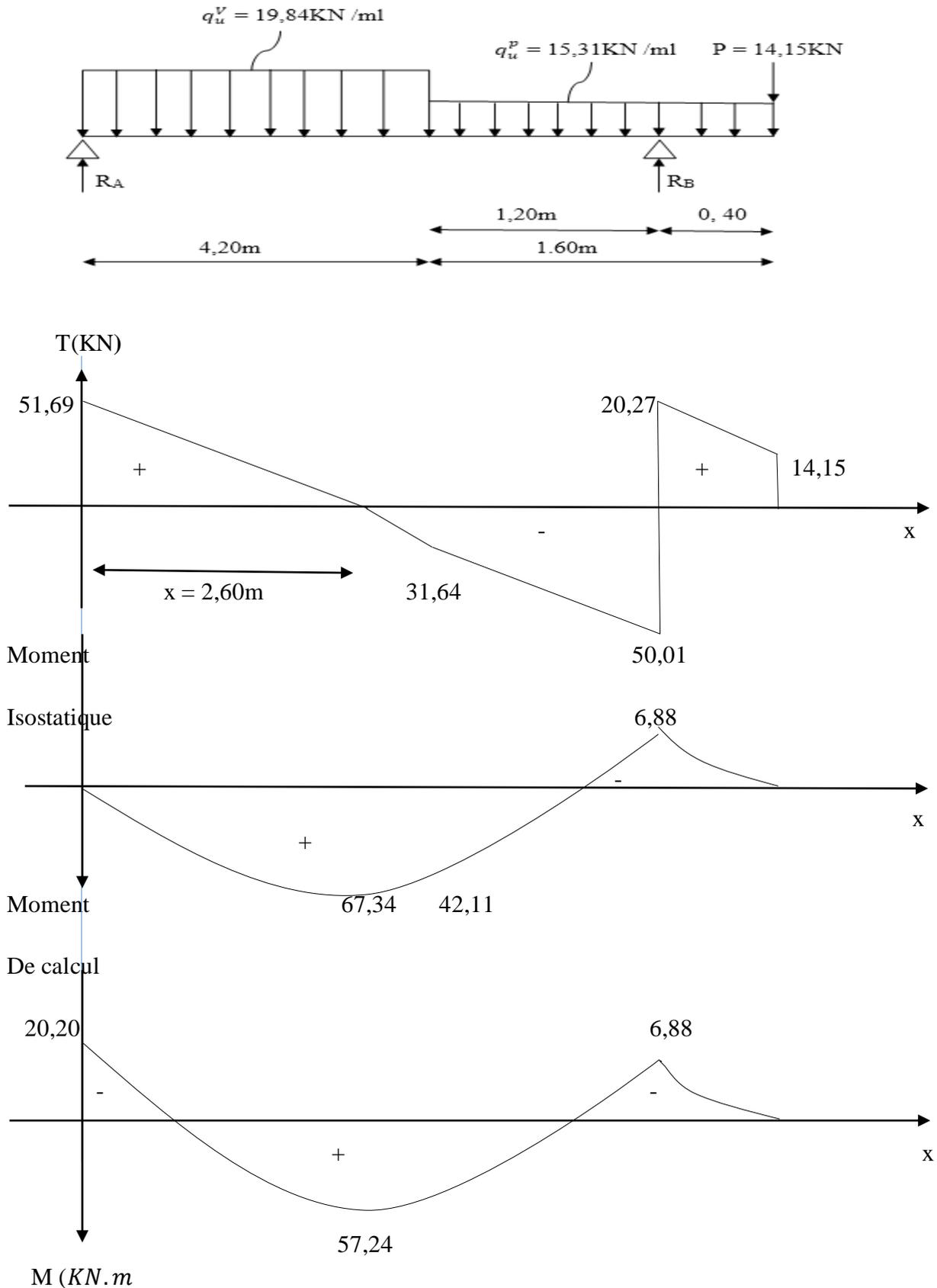
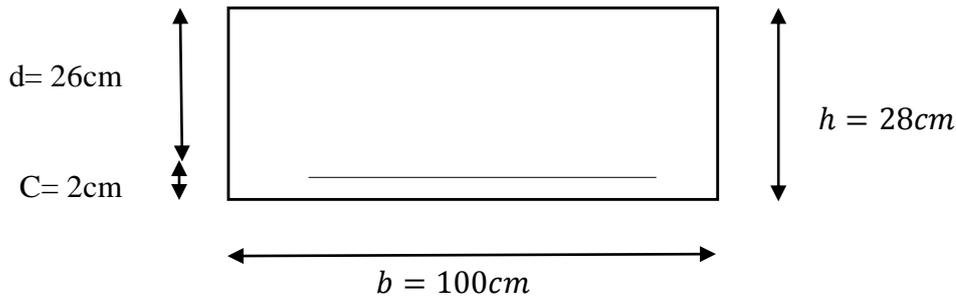


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

3. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; h = 28\text{cm} ; d = h - c = 26\text{cm}$$



❖ En travée :

$$M_u^t = 57,24 \text{ KN.m}$$

Armature principales :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{57,24 \times 10^3}{100 \times 26^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{57,24 \times 10^3}{0,969 \times 26 \times 348} = 6,52 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,78 cm² avec un espacement S_t = 20cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

❖ **Aux appuis :**

- **Appui A :** $M_A = 20,20 \text{ KN.m}$

Armature principales :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20,20 \times 10^3}{100 \times 26^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{20,20 \times 10^3}{0,989 \times 26 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

- **Appui B :** $M_B = 6,88 \text{ KN.m}$

Armature principales :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,88 \times 10^3}{100 \times 26^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{6,88 \times 10^3}{0,963 \times 26 \times 348} = 0,789 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement S_t = 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

III.3.4.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton : (Art A .4.2.1/BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{adopté}$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 26 \times \frac{2,1}{400} = 3,13 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{min} = 3,13 \text{ cm}^2 < A_t = 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_{min} = 3,13 \text{ cm}^2 < A_A = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 3,13 \text{ cm}^2 < A_B = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des armatures :

Armature principale :

En travée : S_t = 20cm

Aux appuis : S_t = 25cm

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } S_t = 20\text{cm} \\ \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \end{array} \right\} \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} = \text{min} (75 ; 33) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } S_t = 25\text{cm} \\ \\ \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \end{array} \right\} \leq \text{Min} (4h ; 33) \text{ cm} = \text{min} (100 ; 33) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant– contrainte de cisaillement : (Art A.5 1.2/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : Effort tranchant maximum

$$T_u = 51,69\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{51,69 \times 10^3}{1000 \times 260} = 0,20\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5\text{MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \text{ (pour la fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **L'influence sur le béton :**(Art A.5.1.313/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $T_u \leq T_{u \max}$

$$\frac{2 T_{u \max}}{0,9 d b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u \max} \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 1000 \times 260 \times 0,9 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1560 \text{ KN}$$

$$T_u = 51,69\text{KN} \leq T_{u \max} = 1560\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence sur l'acier :** (Art A.5 .1.321/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 d} \right)$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(51,69 + \frac{19,84 \times 10^3}{0,9 \times 26} \right) = 0,392\text{cm}^2$$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2 \geq 0,392\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures.

e) **Vérification à l'entraînement des barres au niveau des appuis :** (Art A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres à haut adhérence (HA)

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

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

Appui A :

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{51,69 \times 10^3}{0,9 \times 260 \times 125,6} = 1,465 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,465 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Appui B :

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{51,69 \times 10^3}{0,9 \times 260 \times 125,6} = 1,465 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,465 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Donc, pas de risque d'entraînement des barres

f) **Calcul des ancrages des barres :** (Art A.6.1.221/BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

Avec : $\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Les règles de BAEL (Art.6.1.221/BAEL91 modifiée 99) admettant que l'ancrage d'une barre hors crochet est au moins égales $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 48 = 19,2\text{cm}$$

III.3.4.7. Calcul à l'ELS :

1. Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

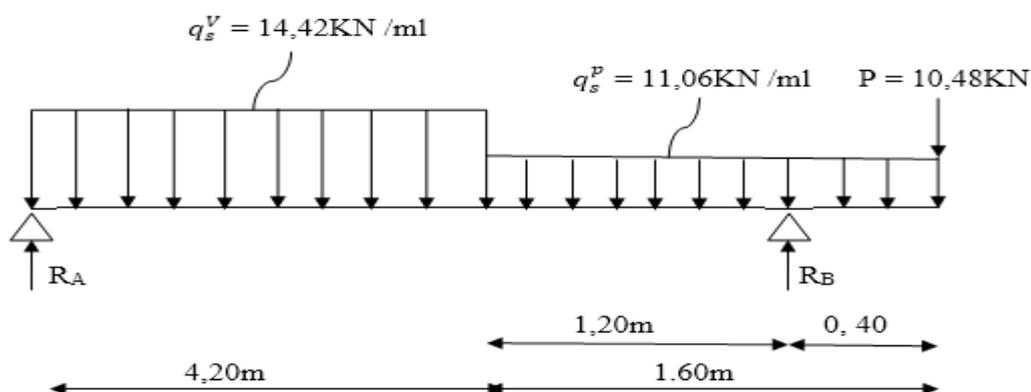


Figure III .33 : Schéma statique des escaliers sous charge q_s^p, q_s^V, P

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14,42 \times 4,20 + 11,06 \times 1,60 + 10,48 = 88,74 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,4 - 14,42 \times \frac{(4,20)^2}{2} - 11,06 \times 1,60 \left(4,20 + \frac{1,60}{2}\right) - 10,48 \times 5,8 = 0$$

$$R_A = 37,55 \text{ KN}$$

$$R_B = 51,19 \text{ KN}$$

2. Effort tranchant et moment fléchissant :

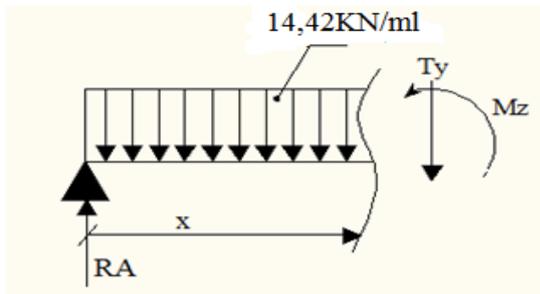
Pour tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0.85 et 0.3 pour le moment M_{max} en travée et en appuis respectivement.

$$\text{Moments en travée : } M_{travée} = 0.85 \times M_0.$$

$$\text{Moments aux appuis : } M_{appui} = -0.3 \times M_0.$$

➤ **Calcul M_0 :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4,20\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 14,42x - T_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 14,42x$$

$$x=0 \rightarrow T_Y = 37,55\text{KN}$$

$$x=4,20\text{m} \rightarrow T_Y = -23,01\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = 37,55x - 14,42 \frac{x^2}{2}$$

$$x=0\text{m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x=4,20\text{m} \rightarrow M_Z = 30,53\text{KN.m}$$

➤ **Moment maximum :**

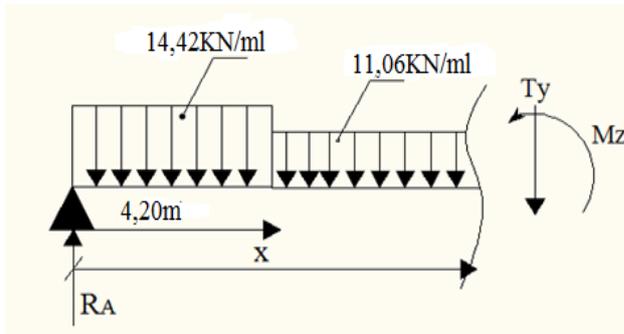
$$T_Y = 0 \rightarrow M = M_{max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow -14,42x + 37,55 = 0 \rightarrow x = 2,60\text{m}$$

$$M_Z = 37,55(2,60) - 14,42 \left(\frac{2,60^2}{2} \right)$$

$$M_0 = M_Z = 48,89\text{KNm}$$

2^{er} tronçon : $4,20\text{m} \leq x \leq 5,4\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow R_A - 14,42 \times 4,20 - 11,06 (x - 4,20) - T_Y = 0$$

$$T_Y = -11,06 x + 23,44$$

$$x = 4,20\text{m} \rightarrow T_Y = -23,01\text{KN}$$

$$x = 5,4\text{m} \rightarrow T_Y = -36,28\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

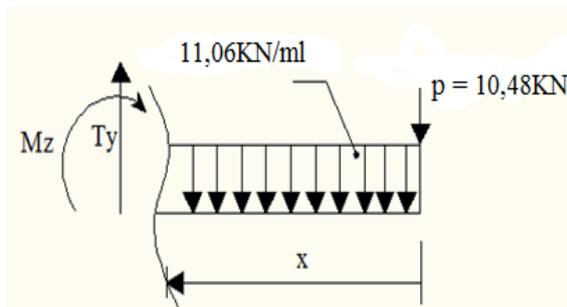
$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M_Z = 37,55x - 14,42 \times 4,20 \left(x - \frac{4,20}{2}\right) - 11,06 \frac{(x-4,20)^2}{2}$$

$$M_Z = -23,01x + 127,18 - 11,06 \frac{(x-4,20)^2}{2}$$

$$x = 4,20\text{m} \rightarrow M_Z = 30,54\text{KN.m}$$

$$x = 5,4\text{m} \rightarrow M_Z = -5,07\text{KN.m}$$

3^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,40\text{m}$



➤ **Effort tranchant :**

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow -P - 11,06 x + T_Y = 0$$

$$T_Y = 11,06 x + 10,48$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow T_Y = 10,48 \text{ KN}$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow T_Y = 14,90\text{KN}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow M_Z = -P x - 11,06 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0\text{m} \rightarrow M_Z = 0$$

$$x = 0,40\text{m} \rightarrow M_Z = -5,07\text{KN.m}$$

Le moment $M_Z(x)$ maximum pour la valeur $x = 2,60\text{m}$

$$\text{Donc } M_Z^{max} = 48,89\text{KN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -0,3 \times 48,89 = -14,67\text{KN.m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 48,89 = 41,55\text{KN.m}$$

$$M_{B \text{ appui}} = -5,07\text{KN.m}$$

$$M_{console} = -5,07\text{KN.m}$$

2. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

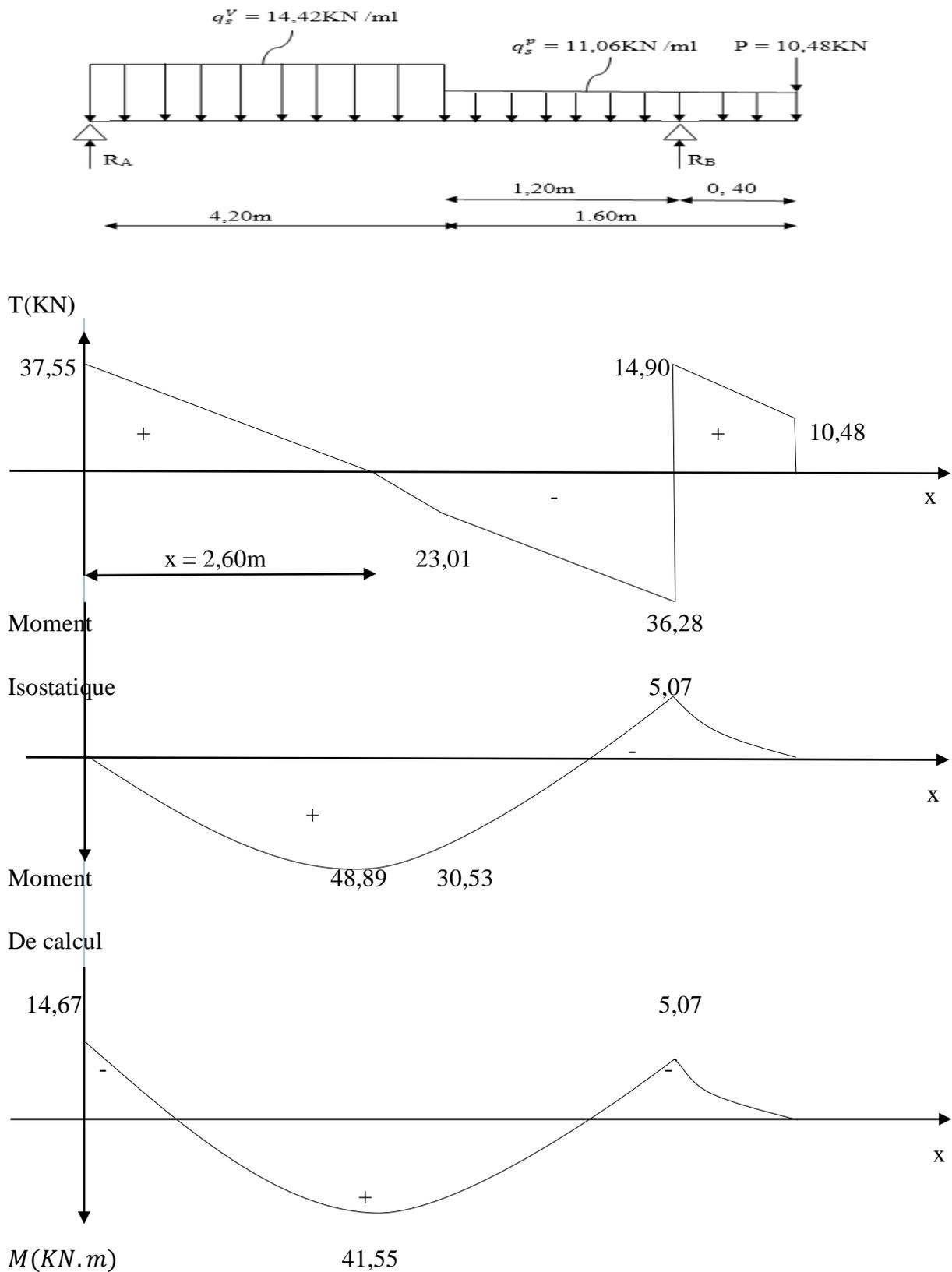


Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

III.3.4.8. Vérification à l'ELS :**a) Etats limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable → aucune vérification n'est effectuée

b) Etats limite de résistance du béton à la compression :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

Pour une poutre soumise à la flexion simple : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$

β_1, K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à $\rho = \frac{100 A_{st}}{b d}$

➤ Aux appuis :**• Appui A :**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 26} = 0,121 \Rightarrow \beta_1 = 0,942 \Rightarrow K_1 = 71,21$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{14,67 \times 10^6}{0,942 \times 260 \times 3,14 \times 10^2} = 190,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190,75}{71,21} = 2,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

• Appui B :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 26} = 0,121 \Rightarrow \beta_1 = 0,942 \Rightarrow K_1 = 71,21$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,07 \times 10^6}{0,942 \times 260 \times 3,14 \times 10^2} = 65,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{65,92}{71,21} = 0,92 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 26} = 0,260 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 \Rightarrow K_1 = 53,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{41,55 \times 10^6}{0,927 \times 260 \times 6,78 \times 10^2} = 254,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{254,26}{53,49} = 4,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III.3.4.9. Vérification de la flèche :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b d} < \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur totale ($h = 28 \text{ cm}$)

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5,80 \text{ m}$)

M_t : moment max en travée ($M_t = 41,55 \text{ KN.m}$)

M_0 : valeur max du moment isostatique ($M_0 = 48,89 \text{ KN.m}$)

A : section des armatures

d : Hauteur utile de la section droite ($d = 26 \text{ cm}$)

$$\frac{h}{L} = \frac{28}{580} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche

❖ **Calcul de la flèche :**

• **Pour pailleasse :**

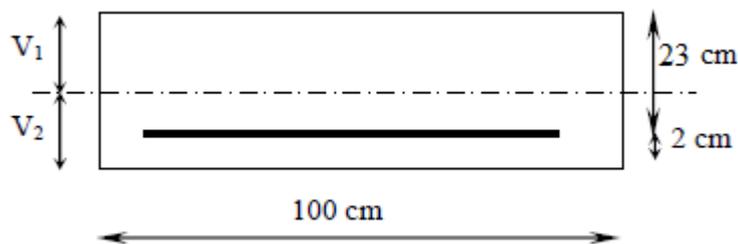
Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{348} \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^p ; q_s^V) = \max(11,06 ; 14,42) = 14,42 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différée ; } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité



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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad V_2 = h - V_1$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 28^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 26 = 36444,2 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = 100 \times 28 + 15 \times 6,78$$

$$B_0 = 2901,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{36444,2}{2901,7} = 12,56\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 28 - 12,56 = 15,44\text{cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3}(12,56^3 + 15,44^3) + 15 \times 6,78(15,44 - 2)^2 = 207109,85\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{14,42 \times 10^3 \times (5,80)^4}{10818,865 \times 10^6 \times 207109,85 \times 10^{-8}} = 0,00948\text{m} = 0,948\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{580}{500} = 1,16\text{cm}$$

$f = 0,948\text{cm} < \bar{f} = 1,16\text{cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

• **Pour la console :**

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} = \frac{28}{40} = 0,7 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{h}{l} = \frac{28}{40} = 0,7 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{41,55}{5,07} = 0,55 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad , \quad \frac{6,78}{100 \times 26} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **En travée :**

- Armatures principales : **6HA12 = 6,78 cm²** avec un espacement de 15cm.
- Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01cm²** avec un espacement de 25cm.

➤ **Aux appuis :**

- Armatures principales : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de 25cm.
- Armatures de répartition : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement de 25cm

III.4. La poutre palière :**Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est égale à 3,30m.

III.4.1. Pré-dimensionnement :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre,

b : Largeur de la poutre,

L : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$$

Alors :

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

On opte pour : **$h = 30 \text{ cm}$**

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **$b = 20 \text{ cm}$**

❖ **Recommandation de RPA version 2003 :**

$b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow b = 20 \text{ cm}$ condition n'est pas vérifiée, alors d'après les exigences du RPA dans la zone III, on opte $b = 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \text{ cm} \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.2. Détermination des charges et des surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur : $G = (3,06 - 0,18) \times 2,76 \times 1 = 7,95 \text{ KN/ml}$

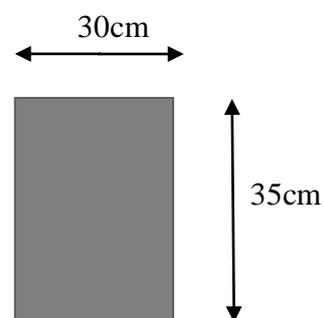


Figure III.37 : Section de la poutre palière

$$\left. \begin{array}{l} G = 2,625 \text{ KN/ml} \\ G = 7,95 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} G = 10,575 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5\text{KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui A :

- **ELU** : $R_u = 26,50 \times 1\text{m} = 26,50\text{KN/ml}$
- **ELS** : $R_s = 19,14 \times 1\text{m} = 19,14\text{KN/ml}$

III.4.3. Calcul des efforts internes à l'ELU :

1. Combinaison à considérer :

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times 10,575 + 26,50$$

$$q_u = 40,78\text{KN/ml}$$

$$q_s = G + R_s = 10,575 + 19,14$$

$$q_s = 29,71\text{KN/ml}$$

2. Calcul des efforts internes :

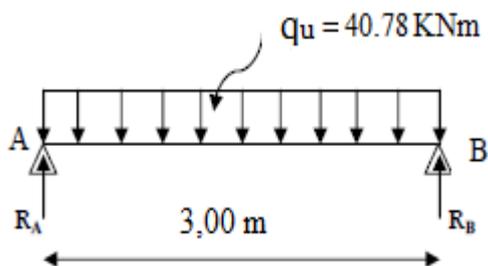


Figure III.38 : Schéma de chargement à l'ELU.

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{40,78 \times 3,00}{2} = 61,17\text{KN}$$

b. Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{40,78 \times (3,00)^2}{8} = 45,88\text{KNm}$$

c. Correction des moments :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 45,88 = -13,76\text{KNm}$.

En travée : $M_t = 0,85 \times 45,88 = 38,99\text{KNm}$.

d. Effort tranchant :

$$T=R_A=R_B=\frac{qul}{2}=\frac{40.78 \times 3,00}{2}=61,17 \text{ KN}$$

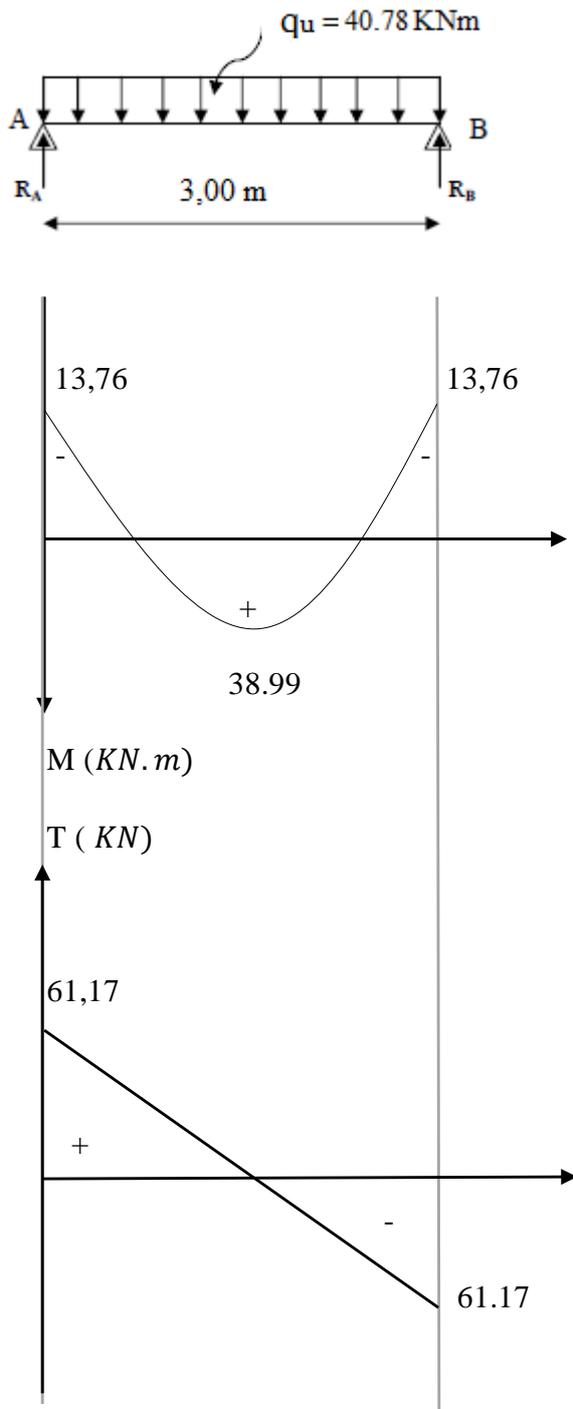
3. Diagramme des efforts internes :

Figure III.39 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

$$b=30\text{cm} ; h=35\text{cm} ; c=2\text{cm} ; d=33\text{cm}$$

➤ **En travée :** $M_{tu}=38,99\text{KNm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38,99 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,084$$

$\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38,99 \times 10^3}{0,956 \times 33 \times 348} = 3,55\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :** $M_{au} = -13,76\text{KNm}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,76 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,030$$

$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,76 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,22\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigence de RPA pour les aciers longitudinaux :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

$$A_{st} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 4,62 + 3,39 = 8,01\text{cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2 \rightarrow$$

Condition vérifiée

III.4.5. Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1/BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A$

$$A_{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1,19 \text{cm}^2 < A_t = 4,62 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 1,19 \text{cm}^2 < A_a = 3,39 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.21/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{61,17 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,62 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{Mpa} \} = 3,33 \text{MPa} \text{ (pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.313/BAEL 91)

- L'influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \geq T_u$

$$V_u = 0,4 \times b \times d \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 300 \times 0,9 \times 330 \times 25}{1,5} = 594 \text{KN}$$

$$T_u = 61,17 \text{KN} \leq V_u = 594 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- L'influence sur les armatures inférieures :**

Il faut vérifier que : $A_a \geq A_u = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right)$

$$A_u = \frac{1,15}{400} \times 10^1 \left(61,17 + \frac{-13,76}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,19 \text{cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{cm}^2 \geq 0,19 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_u = \Psi_s f_{t28}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres à haut adhérence (HA)

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

$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$ avec : $\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175,84 \text{ mm}$

$$\tau_u = \frac{61,17 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 175,84} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Donc, pas de risque d'entraînement des barres.

d) Armature de répartition :

- **Diamètre des armatures transversales :** (BAEL91/Art.5.1,22)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; 12 ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons 01 cadre et un étrier en ϕ_8

$$\text{Donc : } A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **Espacement max des armatures transversales :** (BAEL 91/ Art A.5.1, 22)

$$S_{tmax} \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 29,7 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } S_{tmax} = 25 \text{ cm}$$

- **Exigence du RPA pour les aciers transversaux :**

En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \text{Min} \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right) = \text{Min} (8,5 ; 16,8 ; 30 \text{ cm}) = 8,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 8,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.4.6. Calcul des efforts interne à l'ELS :

$$q_s = 29,71 \text{ KN/ml}$$

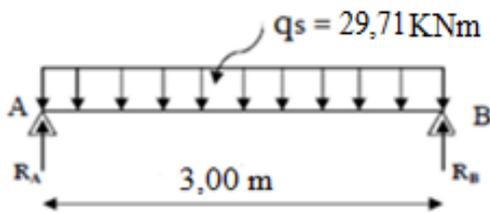


Figure III.40 : Schéma de chargement à l'ELS.

a). Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{29,71 \times 3,00}{2} = 44,56 \text{ KN}$$

b). Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{29,71 \times (3,00)^2}{8} = 33,42 \text{ KNm}$$

En tenant compte de semi-encastrement :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 33,42 = -10,03 \text{ KNm.}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 33,42 = 28,41 \text{ KNm.}$$

c). Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{29,71 \times 3,00}{2} = 44,56 \text{ KN}$$

d). Diagramme des efforts internes :

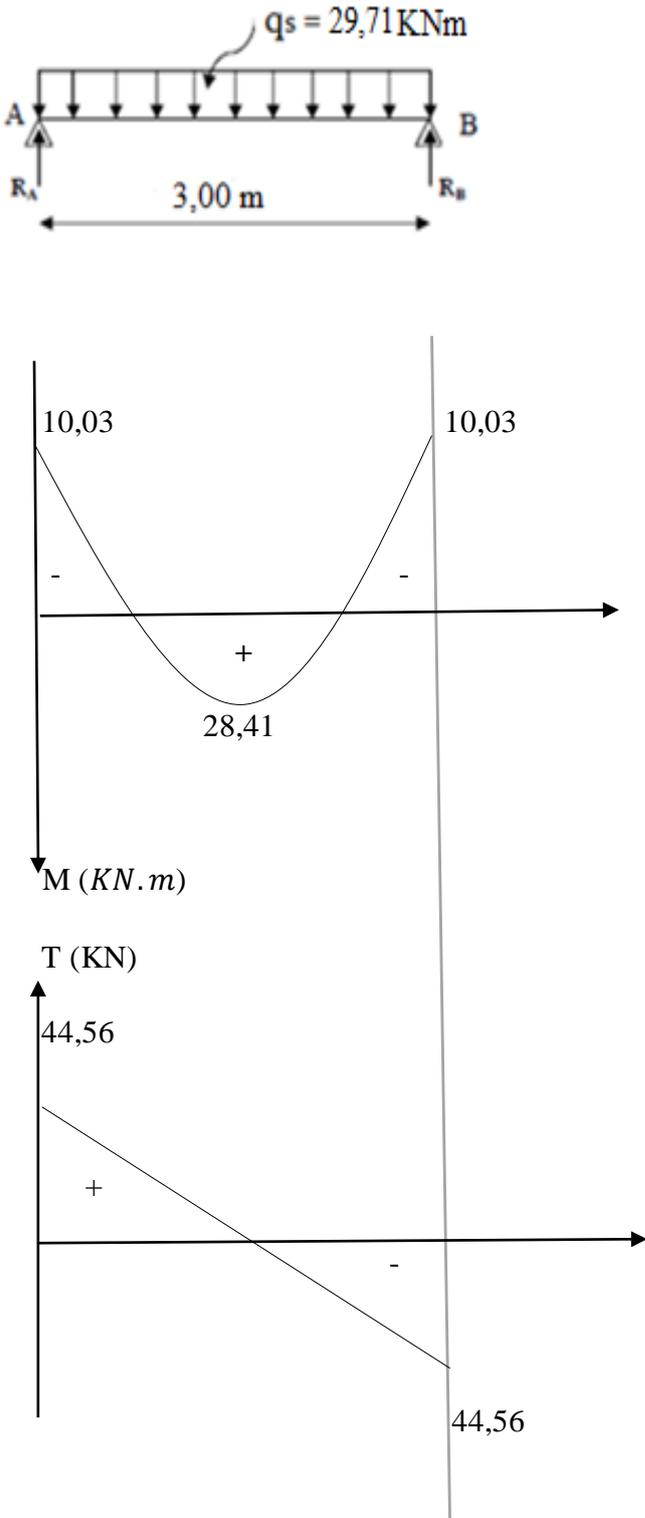


Figure III.41 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.4.7. Vérification à l'ELS :

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

a). Etat limite de compression de béton : (BAEL91/ Art A.4.5, 2)

➤ **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 33} = 0,46 \rightarrow \beta_1 = 0,897 \rightarrow K_1 = 33,54$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{28,41 \times 10^6}{0,897 \times 330 \times 462} = 207,74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 207,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{207,74}{33,54} = 6,19 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \rightarrow \beta_1 = 0,910 \rightarrow K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10,03 \times 10^6}{0,910 \times 330 \times 339} = 98,52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 98,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{98,52}{39,95} = 2,47 \text{MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 2,47 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

III.4.8. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} > \frac{M_{st}}{10 M_0}$
- 3) $\frac{A}{b d} < \frac{4,2}{f_e}$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,12 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{28,41}{10 \times 33,42} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{4,62}{30 \times 33} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les 03 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est nécessaire.

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

-Armatures en travée : **3HA14=4,62cm²**

-Armatures en appuis : **3HA12=3,39cm²**

-Les armatures transversales : **3HA8=1,51cm²**

III.5. Etude de la poutre de chaînage :**Introduction :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis uniformément chargée, elle supporte son poids propre et le poids du mur en double cloisons.

III.5.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

h_t : La hauteur de la poutre

L : La portée libre de la poutre (entre nus d'appuis)

$$L = 440 - 30 = 410\text{cm}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du RPA 99 modifié 2003

$$\left[\begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27,33\text{cm} \leq h_t \leq 41\text{cm}$$

On prend : $h_t = 35\text{cm}$ (pour que la condition du RPA soit vérifiée)

- **La largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

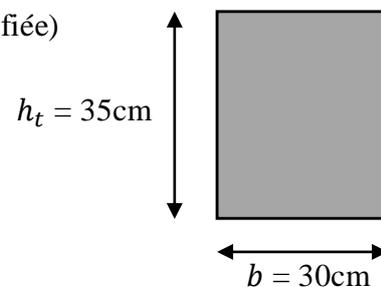


Figure III.40 : Dimension de la poutre de chaînage

- **Vérification du rapport :** $\frac{h_t}{b}$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,35) \times 2,76 = 7,479 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher : $(1,5 \times 0,65/2) = 1,69 \text{ KN /m}$

→ Le poids propre total : $G_t = 11,79 \text{ KN/ml}$

b) Les surcharges d'exploitations :

$$Q = (4 \times 0,65/2) = 1,3 \text{ KN/ml}$$

c) Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,79 + 1,5 \times 1,3 = 17,86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 11,79 + 1,3 = 13,09 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée sur deux appuis.

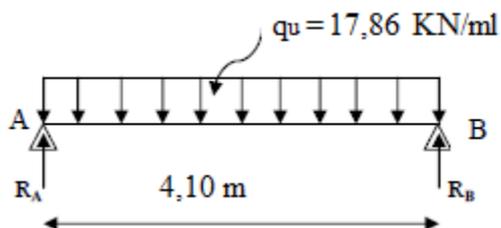


Figure III.41 : Schéma de chargement à l'ELU.

1. Calcul des efforts internes :**a. Les moments :**

Le moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{17,86 \times 4,10^2}{8} = 37,52 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.tel que :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 37,52 = 31,89 \text{KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 37,52 = 11,367 \text{KN.m}$$

b. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{17,86 \times 4,10}{2} = 36,613 \text{KN}$$

2. Diagramme des efforts internes :

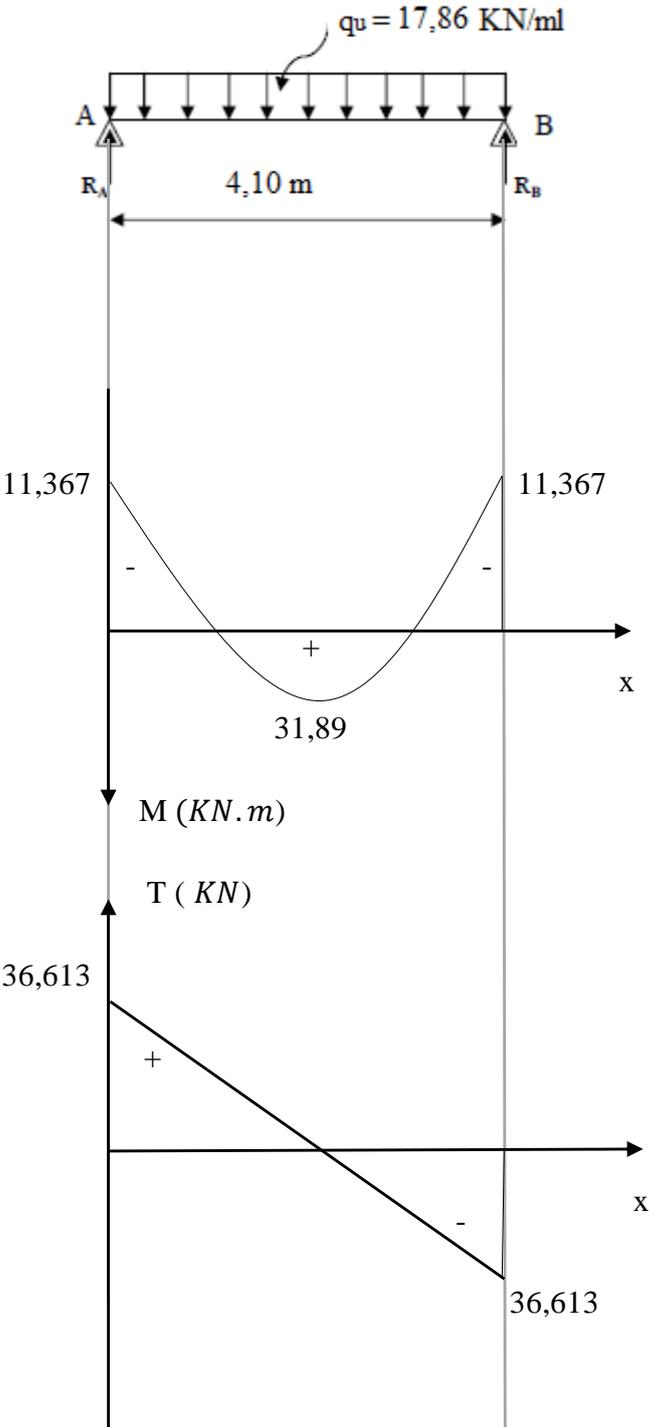


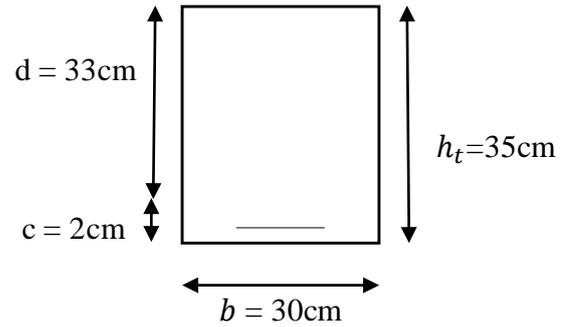
Figure III.42 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

3. Calcul des armatures :**a. Les armatures longitudinales :**

On a : $M_t = 31,89 \text{ KN.m}$

$M_a = 11,367 \text{ KN.m}$

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $c = 2 \text{ cm}$

**➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{31,89 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,068$$

$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31,89 \times 10^2}{0,965 \times 33 \times 34,8} = 2,87 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,367 \times 10^2}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,024$$

$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,367 \times 10^2}{0,988 \times 33 \times 34,8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2,35 cm²

❖ RPA exige que :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.4. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1/BAEL91)

Il faut vérifier que : $A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 < A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{36,613}{0,30 \times 0,33} = 369,83 \text{ KN/m}^2 = 0,369 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa} \text{ (pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,369 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **L'influence sur le béton :** (Art A.5.1.313/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $T_u \leq T_{u \max}$

$$\frac{2 T_{u \max}}{0,9 d b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{u \max} \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 30 \times 33 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

$$T_u = 36,613 \text{ KN} \leq T_{u \max} = 594 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence sur l'acier :** (Art A.5.1.321/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right)$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(36,613 + \frac{11,367}{0,9 \times 0,33} \right) = 0,215 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,215 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d. Vérification à l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art A.6.1.3/BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres à haut adhérence (HA)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,613 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 94,2} = 1,308 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,308 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres

e. Calcul des ancrages des barres : (Art A.6.1.221/BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

Avec : $\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm}$; on prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,00 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,27 \times 1,00 = 35,27 \text{ cm}$; on prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crocher normale qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

Aux appuis : $L_r = 0,4 l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

f. Calcul des armatures transversales : (Art A.7.2.2 /BAEL 91)**❖ Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : La hauteur totale de la poutre.

\emptyset_l : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{35} ; 1,00 ; \frac{30}{10} \right\} = \{ 1,00 ; 1,00 ; 3 \} = 1\text{cm}$$

En prend comme diamètre : $\emptyset_t = 8\text{mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre de et un étrier en HA8, $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversaux :** (Art A.7.51.22 /BAEL 91)

$$S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40\text{cm}) \text{ min} (0,9 \times 33 ; 40\text{cm}) = 29,7\text{cm}$$

$$S_t \leq 29,7\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivant :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3,39 \times 400}{30 \times 25} = 1,808 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérifications selon RPA 99 version 2003 :** (Art A.7.5.2.2 / BAEL 91)

✓ **Espacement des armatures transversales :**

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_t}{4} ; 12\emptyset_l ; 30\text{cm} \right) = \text{Min} \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1 ; 30\text{cm} \right) = \text{Min} (8,75 ; 12 ; 30\text{cm}) = 8,75\text{cm}$$

$$S_t \leq 8,75\text{cm} \Rightarrow S_t = 7\text{cm}$$

• **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

✓ **La qualité d'armature :**

La qualité d'armature transversale minimale est donnée par la formule suivante :

$$A_t \geq A_{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : Largeur de la poutre

S_t : Espacement des armatures transversales

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.5. Etude de la poutre à l'ELS :

$$q_s = 13,09 \text{ KN/ml}$$

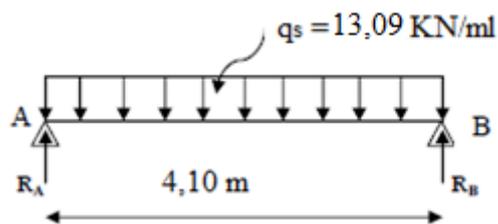


Figure III.43 : Schéma de chargement à l'ELS.

1. Calcul des efforts internes :

a. Les moments :

Le moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{13,09 \times 4,10^2}{8} = 27,5 \text{ KN.m}$$

En tenir compte de semi encastrement :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 27,5 = 23,37 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_0 = 0,3 \times 27,5 = 8,25 \text{ KN.m}$$

b. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{13,09 \times 4,10}{2} = 26,83 \text{ KN}$$

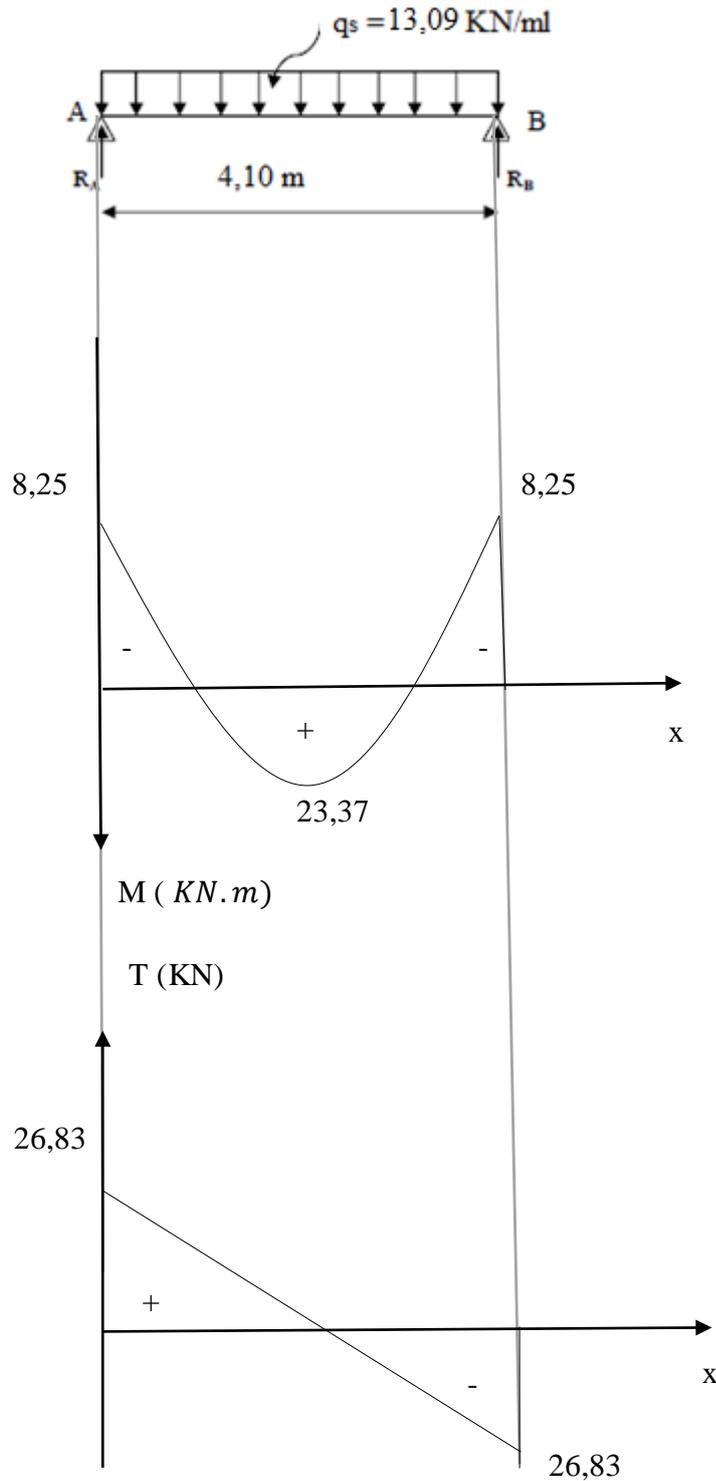
2. Diagramme des efforts internes :

Figure III.44 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.5.6. Vérification à l'ELS :**a) Vérification de la résistance du béton à la compression :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

Pour une poutre soumise à la flexion simple : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$

β_1, K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à $\rho = \frac{100 A_{st}}{b d}$

➤ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,238 \Rightarrow \beta_1 = 0,922 \Rightarrow K_1 = 49,10$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,25 \times 10^6}{0,922 \times 330 \times 2,35 \times 10^2} = 115,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{115,38}{49,10} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{23,37 \times 10^6}{0,909 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 229,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229,82}{39,95} = 5,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche : (Art A.6 .5.2 /BAEL 91)

On peut disposer de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b d} < \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{410} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{410} = 0,085 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{23,37}{10 \times 27,5} = 0,084 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche :

$$\text{Il faut vérifier que : } f = \frac{5}{348} \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 13,09 \text{KN/ml}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différée ; } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_t(Y_2 - C_2)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{et} \quad Y_2 = h - Y_1$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{30 \times 35^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 33 = 20053,05 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$B_0 = 30 \times 35 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 1100,85 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{20053,05}{1100,85} = 18,215 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 35 - 18,215 = 16,785 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_t(Y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{30}{3} (18,215^3 + 16,785^3) + 15 \times 3,39(16,785 - 2)^2 = 118839,90 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{348} \frac{13,09 \times 10^4 \times 4,10^4}{10818,865 \times 118839,90} = 0,00041 \text{ m} = 0,041 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

$$f = 0,041 \text{ cm} < \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre de chaînage est comme suite :

- En travée : **3HA12 = 3,39 cm²**
- Aux appuis : **3HA10 = 2,35 cm²**
- Les armatures transversales : **4HA8 = 2,01 cm²**

III.6. Etude de l'ascenseur :**Introduction :**

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V= 1\text{m/s}$ dont la surface de la cabine est de $3,214\text{m}^2$ ($1,71 \times 1,88$) pouvant charger 8 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé de 9 tonnes.

III.6.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donne des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisés suivant la grande et la petite portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

Pour ce qui suivra, on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. La dalle reposant sur ses 4 cotés avec : $L_x=1,71\text{m}$ et $L_y=1,88\text{m}$

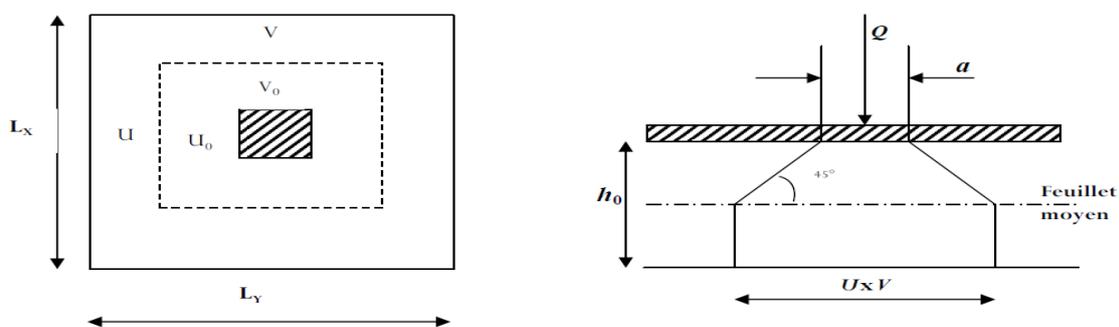


Figure III.45 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.

❖ Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow h_t \geq \frac{1,71}{30} = 5,7\text{cm}$$

h_t : Doit être au moins égale à 12cm (RPA Version 2003) ; soit : $h_t=15\text{cm}$.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) \\ V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = 131 + 2\left(\frac{15}{2} + 1 \times 5\right) = 156 \text{ cm} \\ V = 148 + 2\left(\frac{15}{2} + 1 \times 5\right) = 173 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : h_0 : Epaisseur de la dalle = 15 cm

e : Epaisseur de revêtement = 5 cm

$\xi = 1$ (revêtement en béton)

$U_0 = 131 \text{ cm}, V_0 = 148 \text{ cm}$ (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée)

III.6.3. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q(M_1 + \vartheta M_2) \quad \text{et} \quad M_y = q(\vartheta M_1 + M_2)$$

Avec : ϑ : Coefficient de poisson

M_1, M_2 : Coefficient déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de **PIGEAUD**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,71}{1,88} = 0,90 > 0,40 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{156}{171} = 0,912$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{173}{188} = 0,920$$

Après interpolation : $M_1 = 0,051$

$$M_2 = 0,038$$

❖ Combinaison des charges :

A L'ELU : $\vartheta = 0$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = q \times M_1 = 121,5 \times 0,051 = 6,20 \text{KNm}$$

$$M_{y1} = q \times M_2 = 121,5 \times 0,038 = 4,62 \text{KNm}$$

III.6.3. Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0458 \rightarrow (\text{abaques de PIGEAUD}) \\ U_y = 0,778 \end{cases}$$

❖ Poids propre de la dalle :

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{KN/m}^2$$

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

Avec :

$$Q = 1 \text{KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1 \text{ml} = 8,047 \text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = U_x \times q \times L_x^2 = 0,0458 \times 8,047 \times (1,71)^2 = 1,08 \text{KNm} \\ M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0,778 \times 1,08 = 0,84 \text{KNm} \end{cases}$$

III.6.4. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,20 + 1,08 = 7,28 \text{KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,62 + 0,84 = 5,46 \text{KNm}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en valeur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis

III.6.4.1. Ferraillage :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

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

Il se fera à l'ELU, les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau ci-après :

➤ Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 7,28 = -2,18 \text{KN.m}$

$$U_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,18 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,009 < U_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,18 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,48 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s = 2,01 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$

En travée : $M_t = 0,85 \times 7,28 = 6,18 \text{KNm}$

$$U_b = \frac{6,18 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,026 \text{KNm} < U_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{6,18 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,38 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$

➤ Sens y-y :

Aux appuis :

$M_a = -0,3 \times 5,46 = -1,64 \text{KN.m}$

$$U_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,64 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,007 < U_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,64 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,36 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s = 2,01 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$

En travée :

$M_t = 0,85 \times 5,46 = 4,64 \text{KNm}$

$$U_b = \frac{4,46 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,019 = < U_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{4,46 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,99 \text{cm}^2 = 1 \text{cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{cm}$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	U_b	β	A (cm^2)	A adoptée (cm^2)	S_t
Sur appuis	X-X	2,18	0,009	0,996	0,48	4HA8 = 2,01 cm^2	25
	Y-Y	1,64	0,007	0,997	0,36	4HA8 = 2,01 cm^2	25
En travée	X-X	0,026	0,026	0,987	1,38	4HA10 = 3,14 cm^2	25
	Y-Y	4,64	0,019	0,991	1	4HA10 = 3,14 cm^2	25

Tableau III.5 : Résultats de calcul de ferrailage.

III.6.4.2. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL 91)

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

➤ Suivant x-x :

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bd$$

Avec :

A_x^{min} : Section minimale d'armature

ρ_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (acier HAFeE400)

L_x, L_y : Dimension de la dalle avec $L_x < L_y$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,90}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,26 cm^2 \\ A_x^{min} = 1,26 cm^2 \\ A_x^a = 2,01 cm^2 \quad \rightarrow A_x > A_x^{min} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$A_x^t = 3,14 cm^2$$

➤ Suivant y-y :

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^{min} = 1,26 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y > A_y^{min} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Enfin, la condition de fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b. Diamètre minimale des barres : (Art A7.2, 1 BAEL91 modifiée 99)

Il faut vérifier que la condition suivante : $\phi_{max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$\phi_{max} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifier**

c. Ecartement des barres : (Art A .8.2.42 BAEL 91 modifiée 99)

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

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \rightarrow$ condition vérifiée

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

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \rightarrow$ condition vérifiée

d. Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifiée 99)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq P_c = 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P

$$U_c = 2(U+V) \rightarrow U_c = 2(156+173) = 6,58 \text{ m}$$

$$P_u = 121,5 \text{ KN} \leq P_c = 0,045 \times 6,58 \times 0,15 \times 1,666 \times 10^4 = 739,95 \text{ KN}$$

$P_u = 121,5 \text{ KN} \leq P_c = 739,95 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

La condition est vérifiée, Donc les armatures transversales sont inutiles.

e. L'effort tranchant : (Art A.5.2.2 BAEL 91 modifiée99)

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge avec $U=V$:

Au milieu de U :

$$T_{max} = V_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 1,56 + 1,73} = 25,05 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_{max} = V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,56} = 25,96 \text{ KN}$$

❖ Les contraintes de cisaillement :

$$\overline{\tau_u} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{V_u}{bd} = \frac{25,96 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,200 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,200 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,167 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.5. Vérification à l'ELS :**a. Les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \vartheta M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \vartheta M_1)$$

$$q_s = P = 9 \text{ tonne} = 90 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } \quad \vartheta = 0,2$$

$$M_{x1} = 90(0,051 + 0,2 \times 0,038) = 5,27 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 90(0,038 + 0,2 \times 0,051) = 4,34 \text{ KNm}$$

b. Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0529 & \text{(Les abaques de PIGEAUD)} \\ U_y = 0,846 \end{cases}$$

$$M_{x2} = U_x \times q \times L_x^2 = 0,0529 \times 5,85 \times (1,71)^2 = 0,90 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = U_y \times M_{x2} = 0,846 \times 0,90 = 0,76 \text{KNm}$$

c. Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1} + M_{x2} = 5,27 + 0,90 = 6,17 \text{KNm}$$

$$M_y^s = M_{y1} + M_{y2} = 4,34 + 0,76 = 5,10 \text{KNm}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en effectuant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,30) pour tenir compte de la continuité des voiles.

d. Correction des moments :

➤ **Sens L_x et L_y :**

En travée : $M_x^t = 0,85 \times 6,17 = 5,24 \text{KNm}$

$$M_y^t = 0,85 \times 5,10 = 4,33 \text{KNm}$$

Aux appuis : $M_x^a = -0,3 \times 6,17 = -1,85 \text{KNm}$

$$M_y^a = -0,3 \times 5,10 = -1,53 \text{KNm}$$

e. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1) La section est rectangulaire.
- 2) La nuance des aciers est de FeE400
- 3) $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ et $U_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	γ	U_b	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observations
Sur appuis	X-X	1,18	0,009	0,0113	0,34	Vérifié
	Y-Y	1,07	0,007	0,0087	0,29	Vérifié
En travée	X-X	1,18	0,026	0,0330	0,34	Vérifié
	Y-Y	1,07	0,019	0,0239	0,29	Vérifié

Tableau III.6 : résultats de vérification des contraintes.

Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

f. Etat limite de fissuration : (BAEL99 Art 4.5.32)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Remarque :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

g. Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur les 04 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$
2. $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec :

h : Hauteur de la dalle

d : La hauteur utile de la dalle

b : La largeur unitaire de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle dans la direction (xx)

M_x : Moment isostatique selon (xx) pour une bande unitaire

A_x : Section d'armature par un mètre linéaire

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{188} = 0,08$$

$$\frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{6,18}{20 \times 7,28} = 0,04$$

$$\frac{h_t}{l_x} = 0,08 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = 0,04 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans notre cas.

Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **Sens x-x :**

Appuis : **4HA8 = 2,01 cm²/ml** avec un espacement $St = 25$ cm

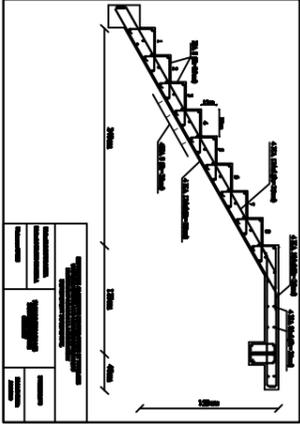
Travée : **4HA10 = 3,14 cm²/ml** avec un espacement $St = 25$ cm

➤ **Sens y-y :**

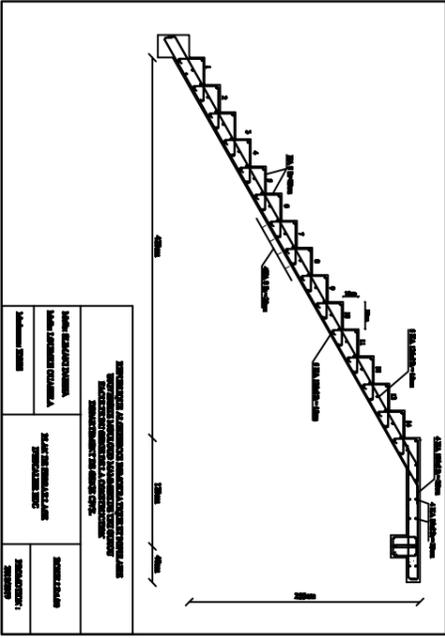
Appuis : **4 HA8 = 2,01 cm²/ml** avec un espacement $St = 25$ cm

Travée : **4 HA10 = 3,14cm²/ml** avec un espacement $St = 25$ cm

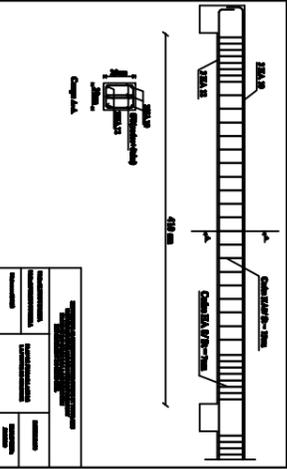
NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



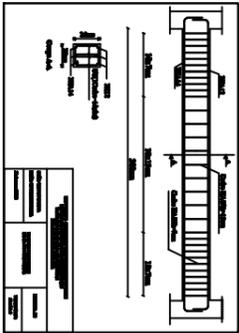
NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



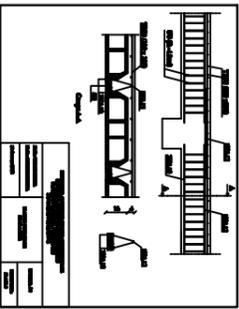
NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



NO.	REVISION
1	ISSUED FOR CONSTRUCTION
2	REVISED PER COMMENTS
3	REVISED PER COMMENTS
4	REVISED PER COMMENTS
5	REVISED PER COMMENTS
6	REVISED PER COMMENTS
7	REVISED PER COMMENTS
8	REVISED PER COMMENTS
9	REVISED PER COMMENTS
10	REVISED PER COMMENTS



Chapitre IV : Etude de contreventement

Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'élément permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontale ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « ***poteaux poutres*** » formant des portiques d'étage.
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas, l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous attribuer «une inertie fictive»

IV.1. Caractéristiques géométriques des portiques :**IV.1.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :****Hypothèses de calcul :**

Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Poutre : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_{poteau} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \times h_{poutre} \leq l_0$$

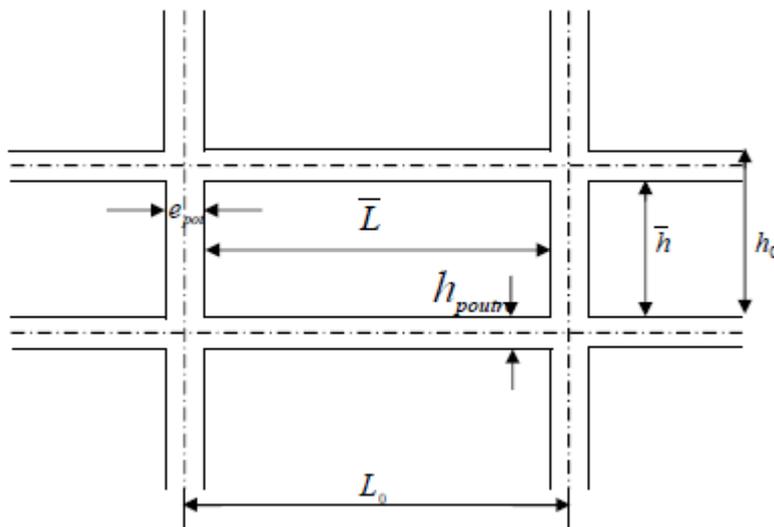
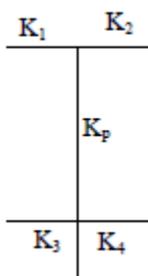


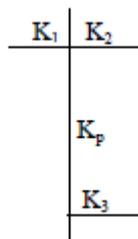
Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.1.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

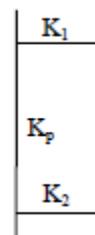
Cas d'étage courant : $K = \frac{\sum K_i (Poutre sup + Poutre inf)}{2K_p}$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

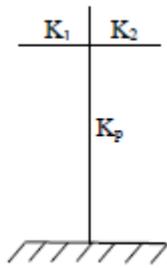


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

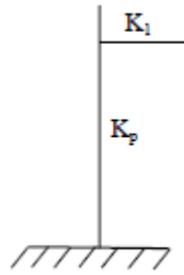


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas de RDC: $\bar{K} = \frac{\sum K_i(\text{Poutre sup} + \text{Poutre inf})}{2K_{\text{poteau}}}$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_P}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{2K_P}$$

IV.1.3. Calcul des coefficients correcteurs a_{ij} :

Niveau courant : $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0,5 + K_j}{2 + K_j}$

IV.1.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

Niveau courant : $r_j = a_{ij} \times K_P \times \frac{12E}{hc^2}$

Niveau RDC :

Poteau encasté à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_P \times \frac{12E}{hc^2}$

Poteau articulé à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_P \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

h_c : Hauteur du poteau calculé.

E_i : Module de déformation du béton = 32164.2MPa

IV.1.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y) :

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

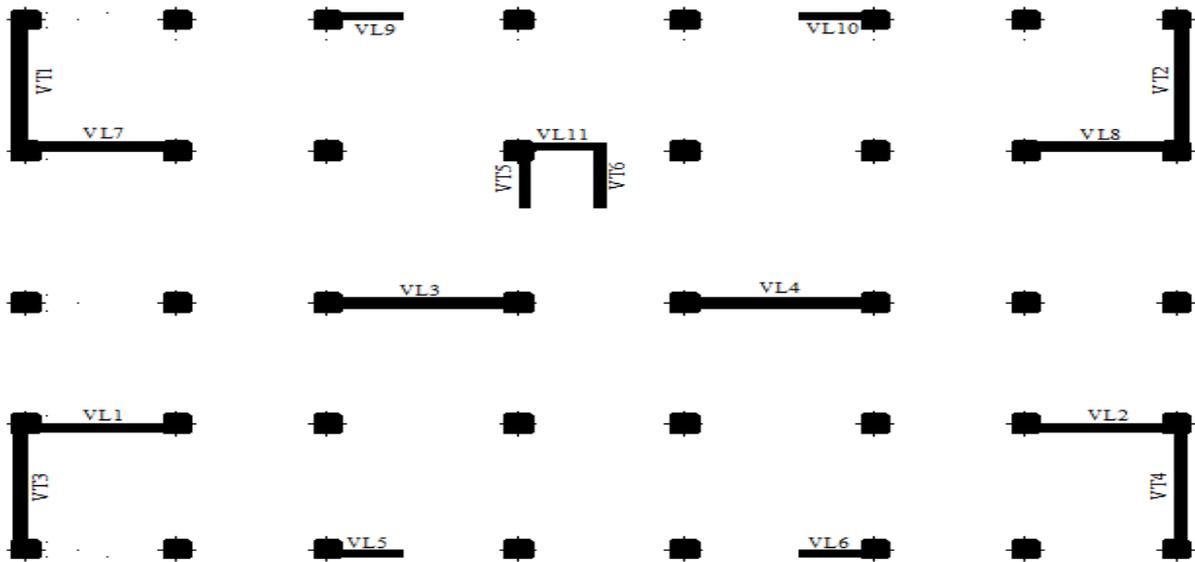


Figure IV.2 : Plan donnant la disposition des voies suivant les deux sens.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calculs pour chaque niveau :

a. Sens longitudinal :

Niveau	\bar{h}	Poteau	e_{pot} (m)	h_c	I (m ⁴)	K_P
10/9/8	276	30 x 30	30	291	67500	231.958763
7/6/5	276	35 x 35	35	293.5	125052.08	426.071823
4/3/2	276	40 x 40	40	296	213333.33	720.720709
1	276	45 x 45	45	298.5	341718.75	1144.78643
RDC	378	45 x 45	45	400.5	341718.75	853.230337

Niveau	Travées	L (cm)	e_p	\bar{L} (cm)	h_{poutre}	L_c (cm)	I_{poutre}	K_{poutre}
8/10	1-2	300	30	270	30	285	56250	197.368421
	2-3	300	30	270	30	285	56250	197.368421
	3-4	380	30	350	30	365	56250	154.109589
	4-5	330	30	300	30	315	56250	178.571429
	5-6	380	30	350	30	365	56250	154.109589
	6-7	300	30	270	30	285	56250	197.368421
	7-8	300	30	270	30	285	56250	197.368421
	1-2	300	35	265	30	280	56250	200.892857
	2-3	300	35	265	30	280	56250	200.892857

5/7	3-4	380	35	345	30	360	56250	156.25
	4-5	330	35	295	30	310	56250	181.451613
	5-6	380	35	345	30	360	56250	156.25
	6-7	300	35	265	30	280	56250	200.892857
	7-8	300	35	265	30	280	56250	200.892857
2/4	1-2	300	40	260	30	275	56250	204.545455
	2-3	300	40	260	30	275	56250	204.545455
	3-4	380	40	340	30	355	56250	158.450704
	4-5	330	40	290	30	305	56250	184.42623
	5-6	380	40	340	30	355	56250	158.450704
	6-7	300	40	260	30	275	56250	204.545455
	7-8	300	40	260	30	275	56250	204.545455
RDC/1	1-2	300	45	255	30	270	56250	208.333333
	2-3	300	45	255	30	270	56250	208.333333
	3-4	380	45	335	30	350	56250	160.714286
	4-5	330	45	285	30	300	56250	187.5
	5-6	380	45	335	30	350	56250	160.714286
	6-7	300	45	255	30	270	56250	208.333333
	7-8	300	45	255	30	270	56250	208.333333

b. Sens transversal :

Niveau	\bar{h}	poteau	$e_{pot}(m)$	h_c	I (m ⁴)	K _P
8/9/10	271	30X30	30	286	67500	236.013986
5/6/7	271	35X35	35	288,5	125052,08	433.456083
2/3/4	271	40X40	40	291	213333 ,33	733.104227
1	271	45X45	45	293,5	341718.75	1164.28876
RDC/1	373	45X45	45	395,5	341718,75	864.017067

Niveau	Travées	L (cm)	e_p	\bar{L} (cm)	h_{poutre}	L_c (cm)	I_{poutre}	K_{poutre}
8/10	1-2	365	30	335	35	352.5	107187,5	304.078014
	2-3	350	30	320	35	337.5	107187,5	317.592593
	3-4	440	30	410	35	427.5	107187,5	250.730994
	4-5	380	30	350	35	367.5	107187,5	291.666667
5/7	1-2	365	35	330	35	347.5	107187,5	308.453237
	2-3	350	35	315	35	332.5	107187,5	322.368421
	3-4	440	35	405	35	422.5	107187,5	253.698225
	4-5	380	35	345	35	362.5	107187,5	295.689655
2/4	1-2	365	40	325	35	342.5	107187,5	312.956204
	2-3	350	40	310	35	327.5	107187,5	327.290076
	3-4	440	40	400	35	417.5	107187,5	256.736527
	4-5	380	40	340	35	357.5	107187,5	299.825175
RDC/1	1-2	365	45	320	35	337.5	107187,5	317.592593
	2-3	350	45	305	35	322.5	107187,5	332.364341
	3-4	440	45	395	35	412.5	107187,5	259.848485
	4-5	380	45	335	35	352.5	107187,5	304.078014

IV.1.5.1. Rigidité relative par portique :

a) Sens longitudinal :

	Poteaux	H_c	K_{poutre}	$K_{poteaux}$	\bar{K}	a_{ij}	$a_{ij} * K_p$	r_{ij}	$\sum r_{ij}$
8/9/10	1-2	291	197.37	231.96	0.85087946	0.2984621	69.231268	31506.2987	308085.06
	2-3	291	197.37	231.96	1.70175892	0.4597163	106.635793	48528.15	
	3-4	291	154.11	231.96	1.51526125	0.43105224	99.9868786	45567.8347	
	4-5	291	178.57	231.96	1.4342128	0.41762491	96.8722732	44193.3989	358978.48
	5-6	291	154.11	231.96	1.4342128	0.41762491	96.8722732	44193.3989	
	6-7	291	197.37	231.96	1.51526125	0.43105224	99.9868786	45567.8347	
	7-8	291	197.37	231.96	1.70175892	0.4597163	106.635793	48528.15	
5/6/7	1-2	293.5	200.89	426.07	0.47149529	0.19077329	81.2827767	36419.6963	429583.51
	2-3	293.5	200.89	426.07	0.94299059	0.32041917	136.520994	61169.8239	
	3-4	293.5	156.25	426.07	0.83821907	0.29533276	426.365333	90525.7464	
	4-5	293.5	181.45	426.07	0.79259277	0.28381967	120.927048	54182.7746	
	5-6	293.5	156.25	426.07	0.79259277	0.28381967	120.927048	54182.7746	
	6-7	293.5	200.89	426.07	0.83821907	0.29533276	125.832429	56380.6877	
4/3/2	1-2	296	204.54	720.72	0.28379953	0.12426639	89.5612758	39453.9827	429583.51
	2-3	296	204.54	720.72	0.56759907	0.22106219	159.32394	70186.1816	
	3-4	296	158.45	720.72	0.50364913	0.20116602	144.984373	63869.2437	
	4-5	296	184.42	720.72	0.4757326	0.19215831	138.49234	61009.3404	
	5-6	296	158.45	720.72	0.4757326	0.19215831	138.49234	61009.3404	
	6-7	296	204.54	720.72	0.50364913	0.20116602	144.984373	63869.2437	
	7-8	296	204.54	720.72	0.56759907	0.22106219	159.32394	70186.1816	429583.51
	1-2	298.5	208.33	1144.7	0.18199528	0.08340773	95.4768334	41358.3625	
	2-3	298.5	208.33	1144.7	0.36399057	0.15397293	176.252818	76348.6566	

1	3-4	298.5	160.71	1144.7	0.32239015	0.13881825	158.905256	68834.0924	462647.38
	4-5	298.5	187.5	1144.7	0.30419324	0.13201724	151.120138	65461.7589	
	5-6	298.5	160.71	1144.7	0.30419324	0.13201724	151.120138	65461.7589	
	6-7	298.5	208.33	1144.7	0.32239015	0.13881825	158.905256	68834.0924	
	7-8	298.5	208.33	1144.7	0.36399057	0.15397293	176.252818	76348.6566	
RDC	1-2	400.5	208.33	853.23	0.24416629	0.33160033	282.931351	68081.6438	543440.04
	2-3	400.5	208.33	853.23	0.48833257	0.39718669	338.891597	81547.3326	
	3-4	400.5	160.71	853.23	0.43252113	0.38335582	327.090684	78707.6843	
	4-5	400.5	187.5	853.23	0.40810801	0.37710435	321.756747	77424.1812	
	5-6	400.5	160.71	853.23	0.40810801	0.37710435	321.756747	77424.1812	
	6-7	400.5	208.33	853.23	0.43252113	0.38335582	327.090684	78707.6843	
	7-8	400.5	208.33	853.23	0.48833257	0.39718669	338.891597	81547.3326	

Tableau IV.1 : Rigidité des portiques longitudinaux**b) Sens transversal :**

Niveau	Poteaux	H_c	K_{poutre}	$K_{poteaux}$	\bar{K}	a_{ij}	$a_{ij} * K_P$	r_{ij}	$\sum r_{ij}$
8/9/10	A	286	304.078014	236.013986	1.28838981	0.3917996	92.4701851	43633.8627	227321.26
	B	286	317.592593	236.013986	2.63404139	0.56841128	134.153011	63302.7183	
	C	286	250.730994	236.013986	2.40800809	0.54628032	128.929797	60838.0425	
	D	286	291.666667	236.013986	2.29815898	0.5346845	126.19302	59546.6408	
5/6/7	A	288.5	308.453237	433.456083	0.71161359	0.26243178	113.752652	52750.174	295626.49
	B	288.5	322.368421	433.456083	1.45533004	0.42118409	182.564806	84660.2263	
	C	288.5	253.698225	433.456083	1.3290081	0.39922045	173.044531	80245.418	
	D	288.5	295.689655	433.456083	1.26745915	0.3879036	168.139173	77970.6711	
2/3/4	A	291	312.956204	733.104227	0.42689183	0.17590064	128.953504	58776.1545	347460.44
	B	291	327.290076	733.104227	0.87333596	0.30394495	222.823328	101561.4	
	C	291	256.736527	733.104227	0.7966488	0.28485836	208.83087	95183.7302	
	D	291	299.825175	733.104227	0.75918496	0.27514827	201.712357	91939.1589	
1	A	293.5	317.592593	1164.28876	0.2727782	0.12001972	139.737609	62611.066	383926.654
	B	293.5	332.364341	1164.28876	0.55824376	0.21821367	254.063723	113836.215	
	C	293.5	259.848485	1164.28876	0.50864772	0.20275773	236.068548	105773.267	
	D	293.5	304.078014	1164.28876	0.48435278	0.19496135	226.991313	101706.106	
RDC	A	395.5	317.592593	864.017067	0.36757676	0.07762721	67.0712346	16549.9744	400243.23
	B	395.5	332.364341	864.017067	0.75225011	0.13666093	118.077374	29135.8513	
	C	395.5	259.848485	864.017067	0.68541797	0.44142773	381.401097	94111.5577	
	D	395.5	304.078014	864.017067	0.65267981	0.43453409	375.444872	92641.8461	

Tableau IV.2 : Rigidité des portiques transversaux**IV.2. Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV.2.1. Etude des refends :

Calcul des inerties des voiles :

Notre structure comporte des refends pleines seulement, leur inertie est calculés par la formule suivante :

$$I_e = \frac{e * L^3}{12}$$

Avec :

I_x et I_y : Inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

h_e : Hauteur d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile dans le sens considéré

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a) Sens longitudinal :

Voile	L_i (m)	e_i (m)	I_y (m ⁴)
VL1	3	0.2	0.45
VL2	3	0.2	0.45
VL3	3.8	0.2	0.91453333
VL4	3.8	0.2	0.91453333
VL5	1.5	0.2	0.05625
VL6	1.5	0.2	0.05625
VL7	3	0.2	0.45
VL8	3	0.2	0.45
VL9	1.5	0.2	0.05625
VL10	1.5	0.2	0.05625
VL11	1.71	0.2	0.08333685
Inertie totale : 3.93740352			

Tableau IV.3 : Les inerties de refonds dans le sens longitudinaux

b) Sens transversal :

Voile	L_i (m)	e_i (m)	I_y (m ⁴)
VT1	3.8	0.2	0.91453333
VT2	3.8	0.2	0.91453333
VT3	3.65	0.2	0.81045208
VT4	3.65	0.2	0.81045208
VT5	1.88	0.2	0.11074453

VT6	1.88	0.2	0.11074453
Inertie totale : 3.6714599			

Tableau IV.4 : Les inerties de refonds dans le sens transversaux

IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (approximation successive).

IV.3.1. Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV.3.2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$

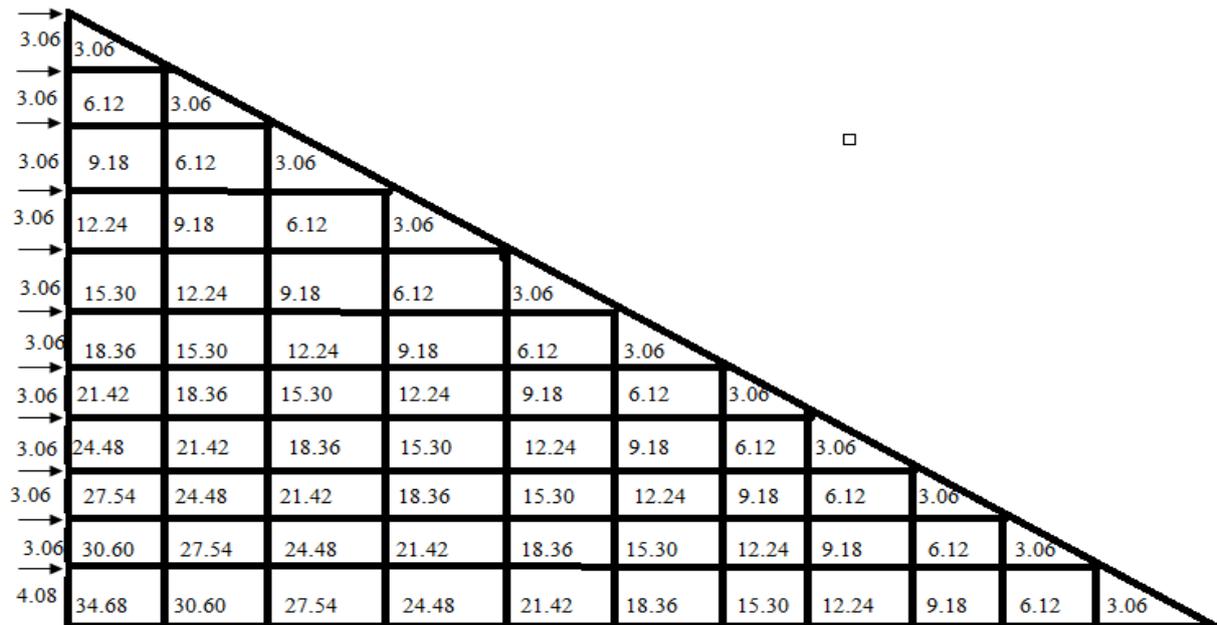


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.

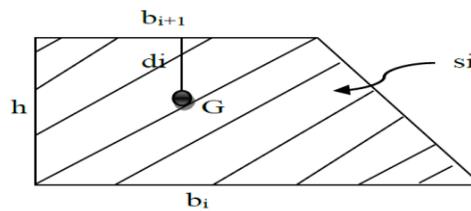


Figure IV.4 : Schéma d'un trapèze.

Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	B _i (m)	b _i (m)	s _i (m)	d _i (m)	s _i (m)*d _i (m)	f _i (m)
10	3.06	3.06	0	4.6818	2.04	9.550872	59698.7082
9	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428052	52628.8707
8	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.7	71.63154	50322.4443
7	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.657	124.123882	42634.7681
6	3.06	45.9	30.6	117.045	2.55	298.46475	34349.7153
5	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.199852	27759.8888
4	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.603	367.741345	20928.5808
3	3.06	110.16	85.68	299.6352	1.594	477.618509	14768.9332
2	3.06	137.7	110.16	379.2258	1.587	601.831345	9377.76557
1	3.06	168.3	137.7	468.18	1.581	740.19258	3389.155502
RDC	4.08	202.98	168.3	757.4112	1.578	1195.19487	1195.19487

Tableau IV.5 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{1195.19487}{EI} \quad f_{01} = \frac{3389.15502}{EI} \quad f_{02} = \frac{9377.76557}{EI}$$

$$f_{03} = \frac{14768.9332}{EI} \quad f_{04} = \frac{20928.5808}{EI} \quad f_{05} = \frac{27759.8888}{EI} \quad f_{06} = \frac{34349.7153}{EI}$$

$$f_{07} = \frac{52634.7681}{EI} \quad f_{08} = \frac{50322.4443}{EI} \quad f_{09} = \frac{52628.8707}{EI} \quad f_{10} = \frac{59698.7082}{EI}$$

IV.3.3. Calcul des déplacements des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n * h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau i : $\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

La rotation de chaque poteau articulée au 1^{er} niveau : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

Avec :

$$M_n = T_n + h_n$$

T_n : Effort tranchant au niveau

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du $n^{\text{ième}}$ niveau, $K = \frac{I_{tn}}{L_n}$

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du $n^{\text{ième}}$ niveau, $K = \frac{I_{pn}}{h_n}$

h_n : Hauteur libre d'étage.

L_n : Portée libre des poutres

E : Module d'élasticité.

D_n : Déplacement du portique au $n^{\text{ième}}$ niveau.

F_n : Flèche du $n^{\text{ième}}$ niveau.

Remarque :

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

a) Sens longitudinal :

Niveau	M_n	M_{n+1}	$\sum K_t(m^3)$	$\sum K_p(m^3)$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_i$	$D_n=\sum \Delta_n$	$f_i(m)$	I_e	$\sum I_e$
10	3.06	0	0.0010977	0.00185567	116.151954	232.304381	710.851406	37423.3949	59698.7082	1.59522428	5.33818854
	3.06	0	0.00127627	0.00185567	99.9004913	108.026696	330.56169	84051.911	59698.7082	0.71025997	
	3.06	0	0.00127627	0.00185567	99.9004913	108.026696	330.56169	83060.2274	59698.7082	0.71874	
	3.06	0	0.00127627	0.00185567	99.9004913	108.026696	330.561689	83060.2274	59698.7082	0.71874	
	3.06	0	0.0010977	0.00185567	116.151954	232.304381	710.851407	37423.3949	59698.7082	1.59522428	
9	6.12	3.06	0.0010977	0.00185567	348.455862	464.608763	1421.70281	36712.5435	52628.8707	1.43353921	4.76800742
	6.12	3.06	0.00127627	0.00185567	299.701474	324.079614	1983.36724	83721.3494	52628.8707	0.62861948	
	6.12	3.06	0.00127627	0.00185567	299.701474	324.079614	991.683619	82729.6657	52628.8707	0.63615476	
	6.12	3.06	0.00127627	0.00185567	299.701474	324.079614	991.68362	82729.6657	52628.8707	0.63615476	
	6.12	3.06	0.0010977	0.00185567	348.455862	464.608763	1421.70281	36712.5435	52628.8707	1.43353921	
8	9.18	6.12	0.0010977	0.00185567	580.75977	674.880702	2065.13495	35290.8407	50322.4443	1.42593498	4.69883669
	9.18	6.12	0.00127627	0.00185567	499.502456	540.132533	1652.80555	81737.9821	50322.4443	0.61565557	
	9.18	6.12	0.00127627	0.00185567	499.502456	540.132533	1652.80555	81737.9821	50322.4443	0.61565557	
	9.18	6.12	0.00127627	0.00185567	499.502456	540.132533	1652.80555	81737.9821	50322.4443	0.61565557	
	9.18	6.12	0.0010977	0.00185567	580.75977	674.880702	2065.13495	35290.8407	50322.4443	1.42593498	
7	12.24	9.18	0.0011606	0.00340857	768.998794	878.859241	2689.30928	33225.7058	42634.768	1.28318623	4.1634759
	12.24	9.18	0.00129751	0.00340857	687.85597	728.430859	2228.99843	80085.1766	42634.768	0.53236778	
	12.24	9.18	0.00129751	0.00340857	687.85597	728.430859	2228.99843	80085.1766	42634.768	0.53236778	
	12.24	9.18	0.00129751	0.00340857	687.85597	728.430859	2228.99843	80085.1627	42634.768	0.53236788	
	12.24	9.18	0.0011606	0.00340857	768.998794	878.859241	2689.30928	33225.7058	42634.768	1.28318623	
6	15.3	12.24	0.0011606	0.00340857	988.712735	1098.57405	3361.63659	30536.3965	34349.7153	1.12487783	3.57333914
	15.3	12.24	0.00129751	0.00340857	884.386248	936.55837	2865.86861	77856.1781	34349.7153	0.44119447	
	15.3	12.24	0.00129751	0.00340857	884.386248	936.55837	2865.86861	77856.1781	34349.7153	0.44119447	
	15.3	12.24	0.00129751	0.00340857	884.386248	936.55837	2865.85474	77856.1643	34349.7153	0.44119455	
	15.3	12.24	0.0011606	0.00340857	988.712735	1098.57405	3361.6366	30536.3965	34349.7153	1.12487783	
	18.36	15.3	0.0011606	0.00340857	1208.42668	1334.35617	4083.12988	27174.7599	27759.8888	1.02153207	

5	18.36	15.3	0.00129751	0.00340857	1080.91652	1080.92174	3307.62052	74990.3095	27759.8888	0.37017968	3.15360319
	18.36	15.3	0.00129751	0.00340857	1080.91652	1080.92174	3307.62052	74990.3095	27759.8888	0.37017968	
	18.36	15.3	0.00129751	0.00340857	1080.91652	1080.92174	3307.62052	74990.3095	27759.8888	0.37017968	
	18.36	15.3	0.0011606	0.00340857	1208.42668	1334.35617	4083.12987	27174.7599	27759.8888	1.02153207	
4	21.42	18.36	0.00113506	0.00576577	1460.27523	1572.61438	4812.2	23091.63	20928.5808	0.90632757	2.68853944
	21.42	18.36	0.00131949	0.00576577	1256.16716	1256.17745	3843.90299	71682.689	20928.5808	0.29196144	
	21.42	18.36	0.00131949	0.00576577	1256.16716	1256.17745	3843.90299	71682.689	20928.5808	0.29196144	
	21.42	18.36	0.00131949	0.00576577	1256.16716	1256.17745	3843.903	71682.689	20928.5808	0.29196144	
3	24.48	21.42	0.00113506	0.00576577	1684.93296	1797.27358	5499.65715	18279.43	14768.9332	0.80795371	2.2690264
	24.48	21.42	0.00131949	0.00576577	1449.42364	1567.19006	4795.60158	67838.786	14768.9332	0.21770633	
	24.48	21.42	0.00131949	0.00576577	1449.42364	1567.19006	4795.60158	67838.786	14768.9332	0.21770633	
	24.48	21.42	0.00113506	0.00576577	1684.93296	1797.27358	5499.65716	18279.43	14768.9332	0.80795371	
2	27.54	24.48	0.00113506	0.00576577	1909.59068	2003.746	6131.46276	39121.257	9377.76557	0.23971023	0.92567484
	27.54	24.48	0.00131949	0.00576577	1642.68013	1642.69336	5026.64168	63043.1844	9377.76557	0.14875146	
	27.54	24.48	0.00131949	0.00576577	1642.68013	1642.69336	5026.64168	63043.1844	9377.76557	0.14875146	
	27.54	24.48	0.00113506	0.00576577	1909.59068	2003.746	6131.46275	39121.257	9377.76557	0.23971023	
1	30.6	27.54	0.00115474	0.00915829	2097.87485	1838.02517	5624.35702	32989.7942	3389.15502	0.10273344	0.38071802
	30.6	27.54	0.00134224	0.00915829	1804.81881	1951.37018	5971.19275	58016.5428	3389.15502	0.05841705	
	30.6	27.54	0.00134224	0.00915829	1804.81881	1951.37018	5971.19275	58016.5428	3389.15502	0.05841705	
	30.6	27.54	0.00115474	0.00915829	2097.87485	1838.02517	5624.35702	32989.7942	3389.15502	0.10273344	
RDC	34.68	30.6	0.00115474	0.00682584	1578.12878	789.084118	3219.4632	27365.4372	1195.19487	0.04367534	
	34.68	30.6	0.00134224	0.00682584	1423.29371	1500.73097	6122.98236	52045.35	1195.19487	0.02296449	
	34.68	30.6	0.00134224	0.00682584	1423.29371	1500.73097	6122.98236	52045.35	1195.19487	0.02296449	

	34.68	30.6	0.00134224	0.00682584	1423.29371	1500.73097	6122.98237	52045.3502	1195.19487	0.02296449	0.15624415
	34.68	30.6	0.00115474	0.00682584	1578.12878	789.084118	3219.4632	27365.4372	1195.19487	0.04367534	
Inertie totale : 2.91960488											

b) Sens transversal :

Niveau	M_n	M_{n+1}	$\sum K_t(m^3)$	$\sum K_p(m^3)$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_i$	$D_n = \sum \Delta_n$	$f_i(m)$	I_e	$\sum I_e$
10	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	7.90948883
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
	3.06	0	0.00116407	0.00118007	109.529659	219.059618	7547.73279	60381.8623	59698.7082	0.9886861	
9	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	3.48640261
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	6.12	3.06	0.00116407	0.00118007	328.588976	438.119236	15095.4656	120763.725	52628.8707	0.43580033	
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	

8	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	2.24037161
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	
	9.18	6.12	0.00116407	0.00118007	547.648293	651.90975	22461.6506	179693.205	50322.4443	0.28004645	
7	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	1.43185011
	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	
	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	
	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	
	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	
	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	
	12.24	9.18	0.00118029	0.00216728	756.169402	864.195813	29775.9995	238207.996	42634.768	0.17898126	
6	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	0.92288328
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9995	297759.996	34349.7153	0.11536041	
	15.3	12.24	0.00118029	0.00216728	972.217802	1080.24477	37219.9994	297759.996	34349.7153	0.11536041	
5	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	0.62608329
	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	
	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	
	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	
	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	

	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	
	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	
	18.36	15.3	0.00118029	0.00216728	1188.2662	1286.60339	44330.1174	354640.94	27759.8888	0.07827604	
4	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9427	411111.542	20928.5808	0.05090731	0.40725844
	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9427	411111.542	20928.5808	0.05090731	
	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9427	411111.542	20928.5808	0.05090731	
	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9427	411111.542	20928.5808	0.05090731	
	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9427	411111.542	20928.5808	0.05090731	
	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9427	411111.542	20928.5808	0.05090731	
	21.42	18.36	0.00119681	0.00336552	1384.93395	1491.47333	51388.9428	411111.542	20928.5808	0.05090731	
3	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	0.25147076
	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	
	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	
	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	
	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	
	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	
	24.48	21.42	0.00119681	0.00336552	1598.00071	1704.54095	58730.2203	469841.762	14768.9332	0.03143385	
2	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9757	524647.805	9377.76557	0.0178744	0.14299521
	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9757	524647.805	9377.76557	0.0178744	
	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9757	524647.805	9377.76557	0.0178744	
	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9757	524647.805	9377.76557	0.0178744	
	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9757	524647.805	9377.76557	0.0178744	
	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9757	524647.805	9377.76557	0.0178744	
	27.54	24.48	0.00119681	0.00336552	1811.06747	1903.37203	65580.9756	524647.805	9377.76557	0.0178744	

Chapitre IV :

Etude de contreventement

1	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	0.05282724
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6413	513229.13	3389.15502	0.00660359	
	30.6	27.54	0.00121388	0.00582144	1995.66114	1861.94617	64153.6412	513229.13	3389.15502	0.00660359	
RDC	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	0.3390064
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
	34.68	30.6	0.00121388	0.00432009	1728.2015	864.113235	3525.582	28204.656	1195.19487	0.0423758	
Inertie totale : 1.61914889											

IV.4. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**a) Sens longitudinal :**

	Inertie totale des niveaux (m ⁴)	% de participation
Inertie totale des voiles	3.93	57.45%
Inertie totale des portiques	2.91	42.55%
Voiles + Portiques	6.84	100%

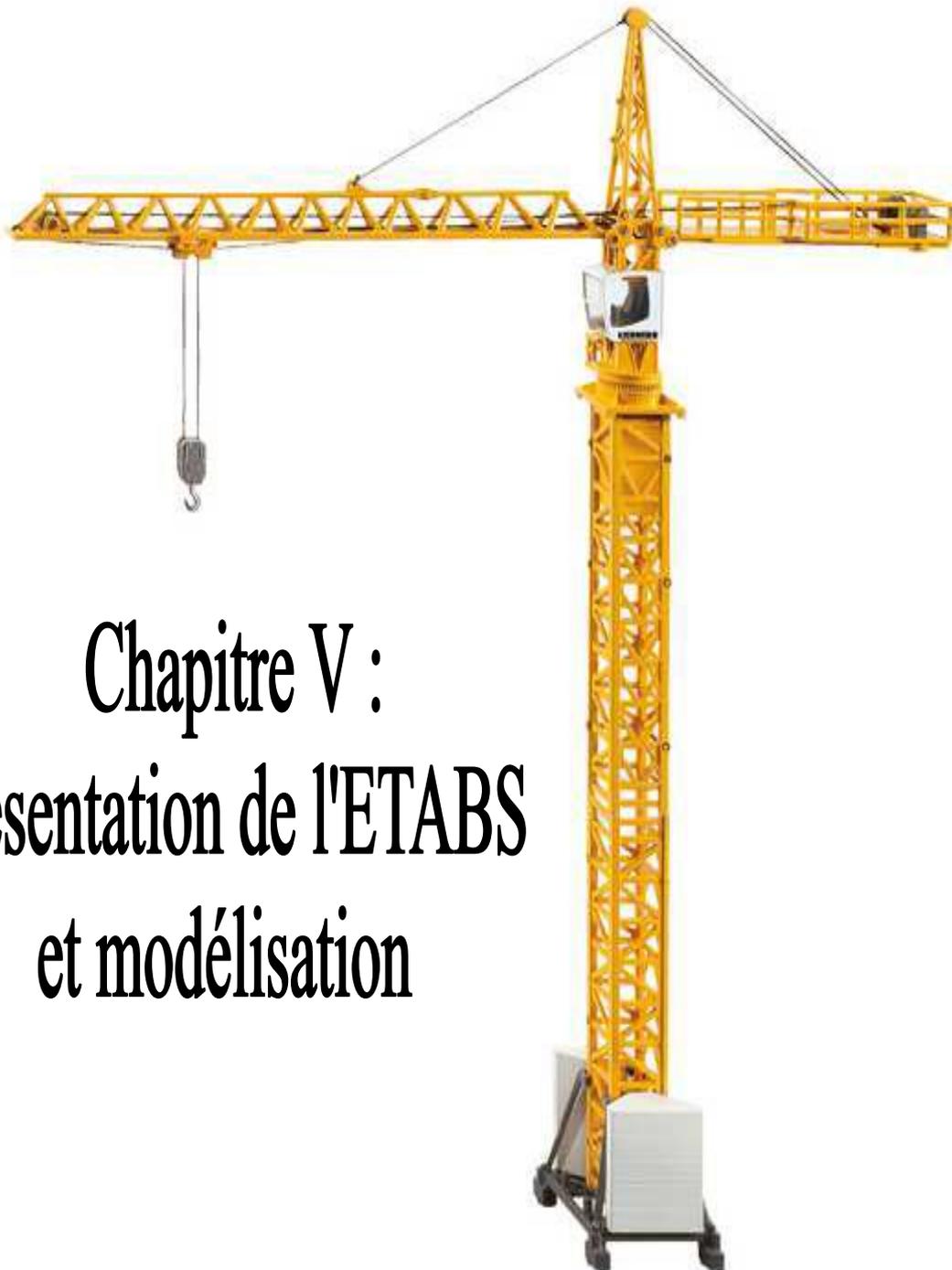
Tableau IV.6 :** Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.b) Sens transversal :**

	Inertie totale des niveaux (m ⁴)	% de participation
Inertie totale des voiles	3.67	69.38%
Inertie totale des portiques	1.62	30.62%
Voiles + Portiques	5.29	100%

Tableau IV.7 :** Les valeurs des inerties dans le sens longitudinalConclusion :**

En comparant les résultats, on voit bien que dans les sens longitudinal et transversal, les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leur rigidité ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux et du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25% (**tel que prévu par le RPA**) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un **contreventement mixte avec interaction voile-portique.**

D'où le coefficient de comportement **R = 5** (**tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003**)



Chapitre V :
Présentation de l'ETABS
et modélisation

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se basé sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel '**ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

V.2. Etapes de modélisations :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

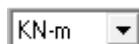
V.3. Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0 Pour choisir l'application ETABS on

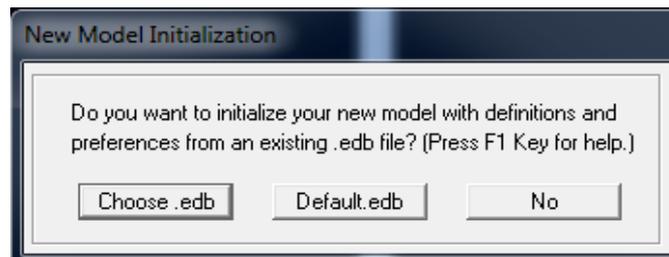
clique sur l'icône de l'ETABS 

Etape 01 : Introduction de la géométrie du modèle :**a) 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.

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file ⇒ New model ou bien (Ctrl + n).



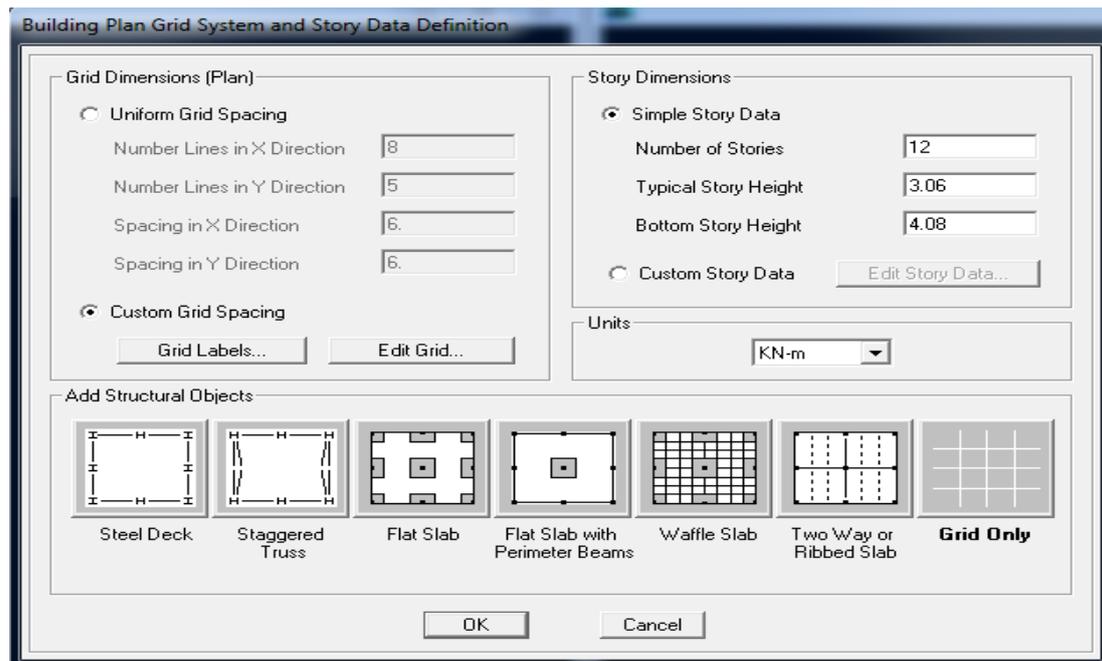
Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données. Consiste à définir

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

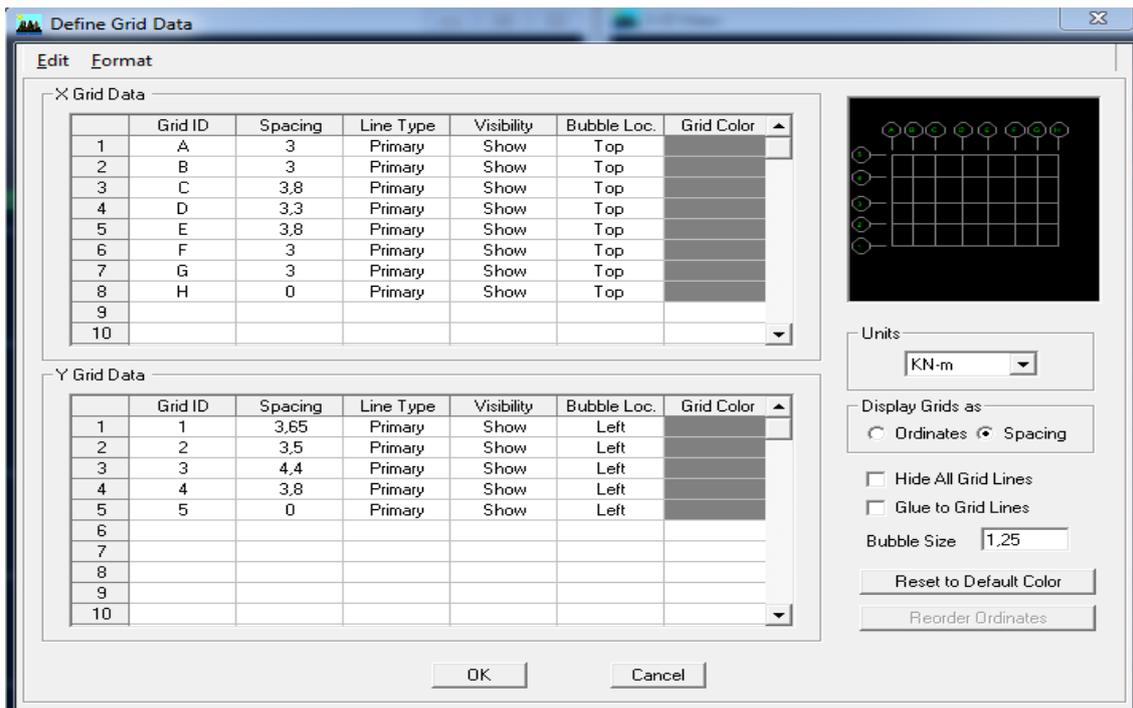
En cliquant sur la case Default. edb, la fenêtre de dialogue qui s'affiche



Cette opération permet d'introduire :

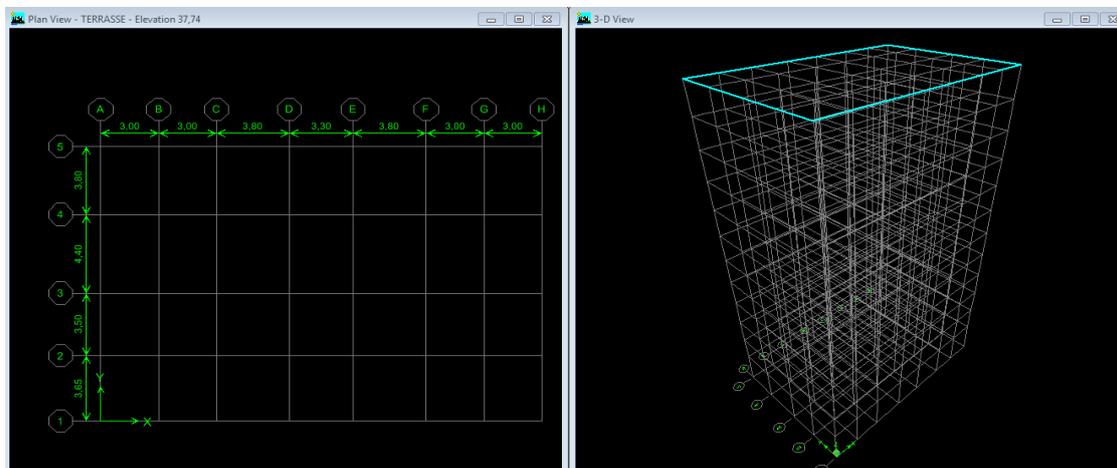
- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing 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 de RDC (**bottom story hight**)

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe qu'elle grille ; on aura une boîte de dialogue :



- En coche la case Spacing
- Introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK.

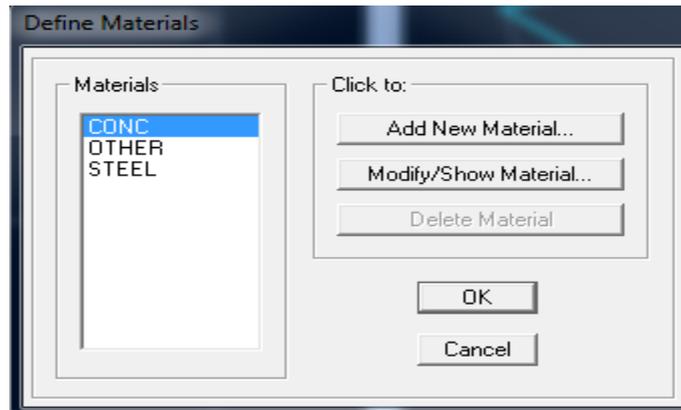
On observe notre structure dans les deux fenêtres, une en plan, et l'autre en 3D :



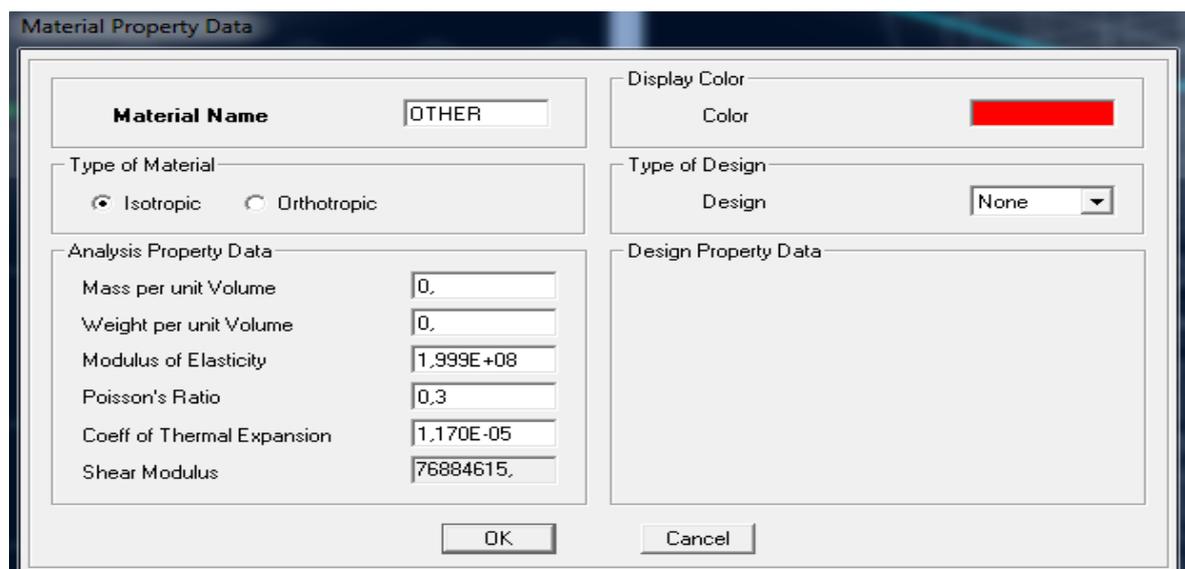
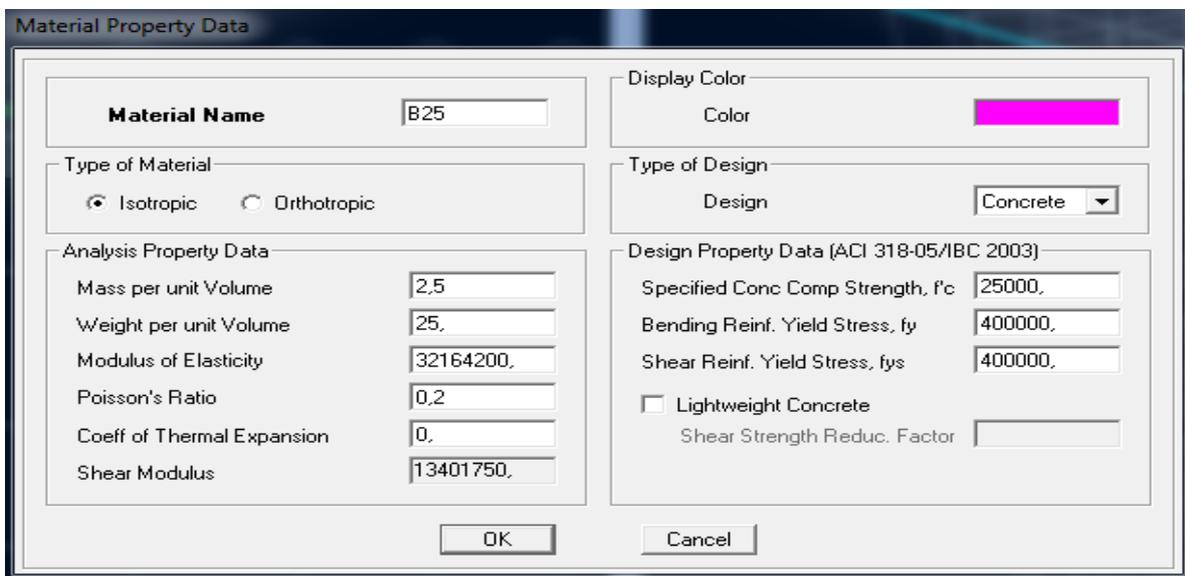
Etape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define > Matériel properties > Add New Matériel



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



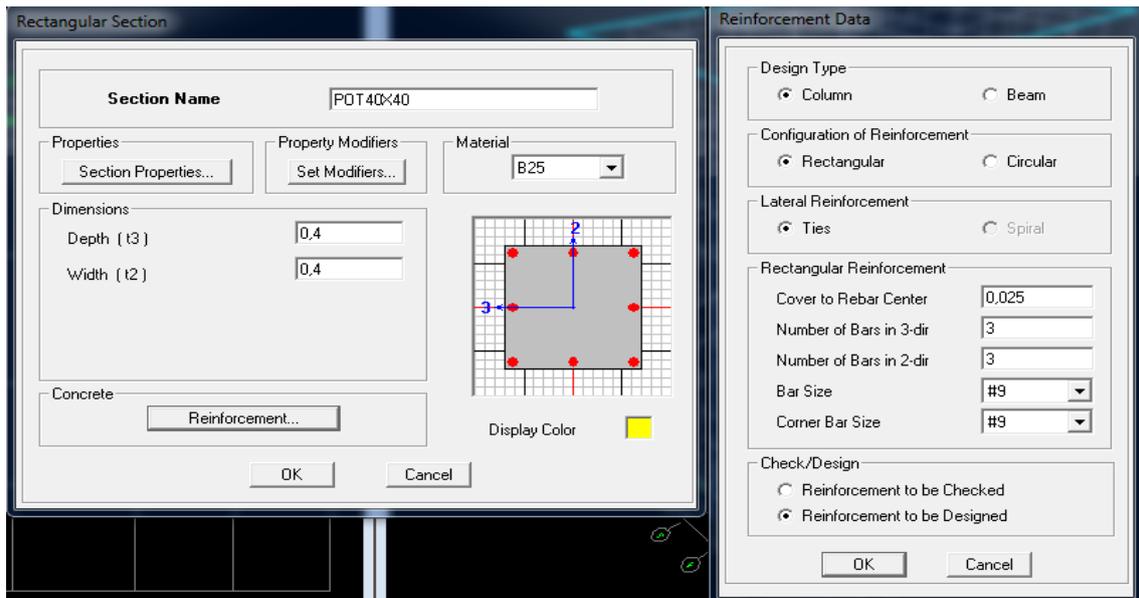
Etape 03 : Spécification des propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments barres (poteau, poutre) et les éléments surfaciques (plancher corps creux, dalle pleine, voile).

On commence à définir les sections des poteaux :

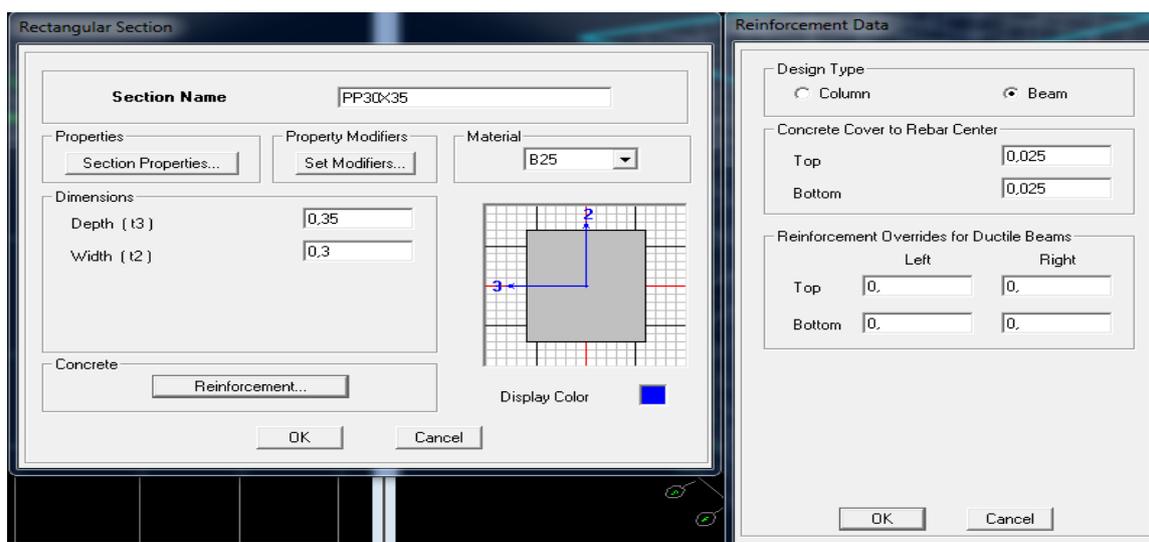
Exemple : poteaux de section (40x40)

Define > Frame sections > Add rectangular



On procède de la même manière pour définir les caractéristiques géométrique des poutres (PP et PS)

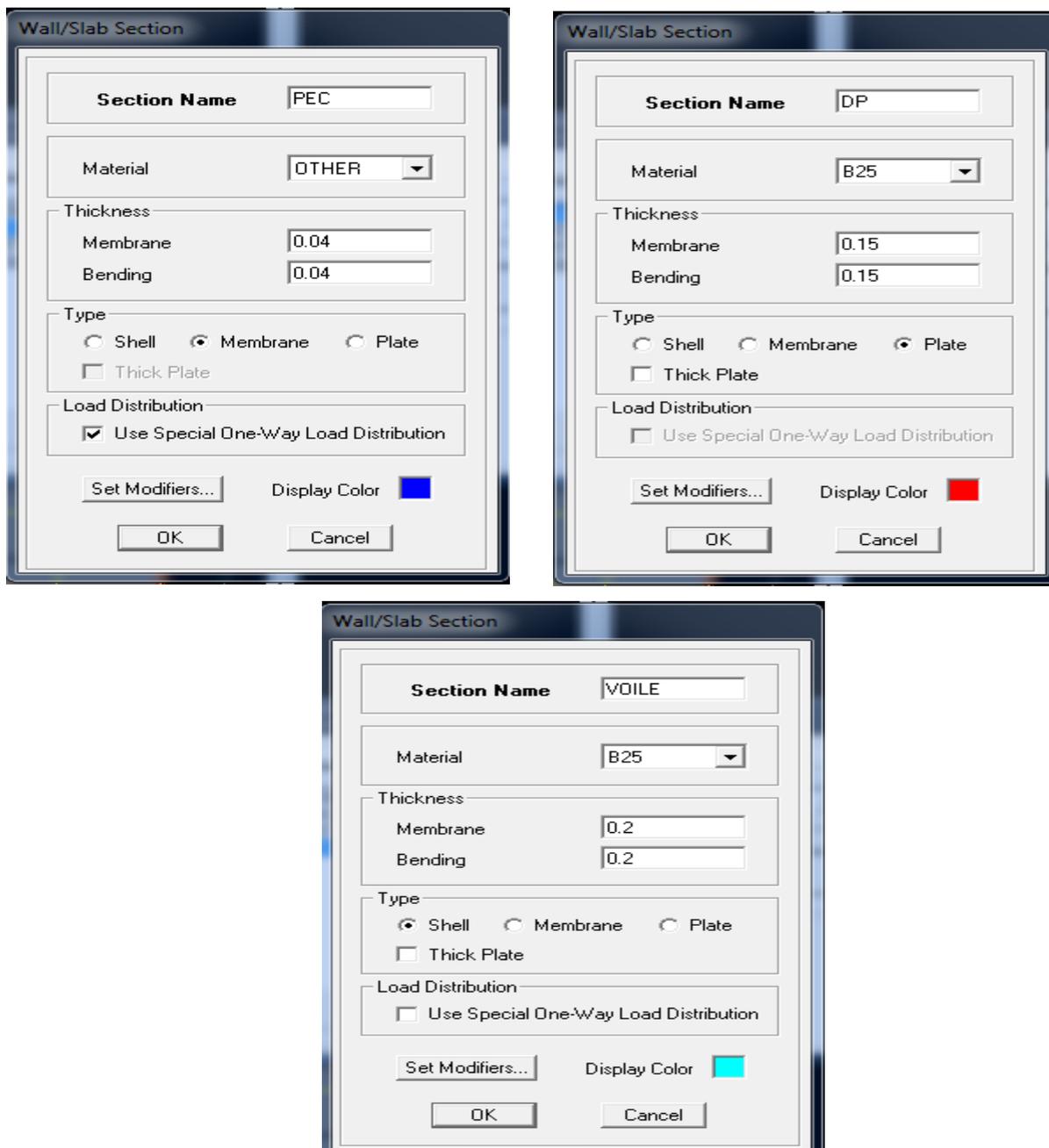
Exemple : poutre principal (30x35)



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments surfaciques : planchers corps creux (PEC), dalles pleines de la salle machine (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define > Area sections > Add New Section



❖ Dessin des éléments de la structure :

a) Les poteaux :

Draw > Draw ligne objects > create columns in region or at clicks (plan)

b) Les poutres :

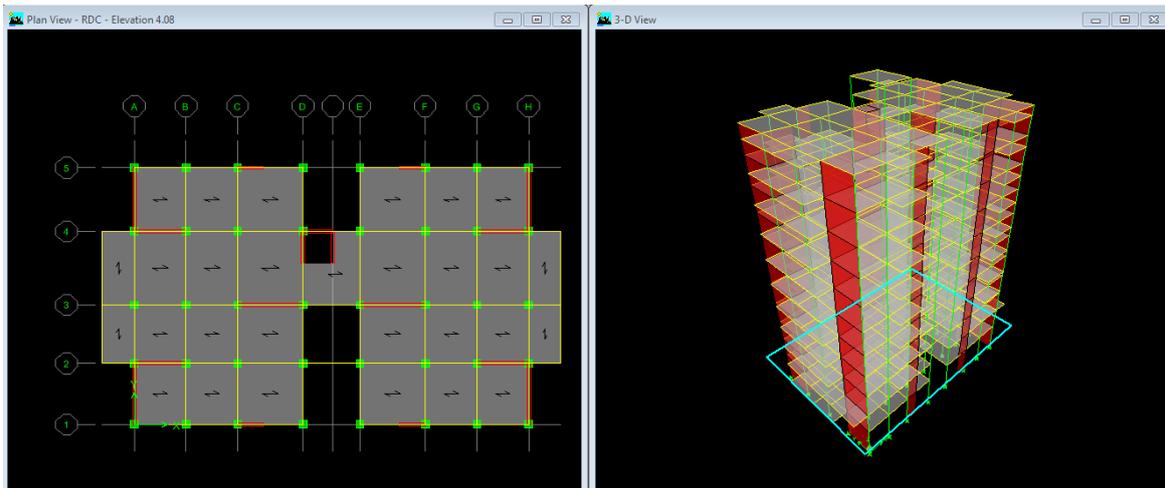
Draw > Draw ligne objects > create lines in region or at clicks (plan, elv, 3D)

c) Les voiles :

Draw > Draw area objects > create walles in region or at click (plan)

d) Les dalles pleines et PEC :

Draw > Daw area objects > create areas at click (plan, elv)



NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Etape04 : Définition des charges statiques (G, Q) :

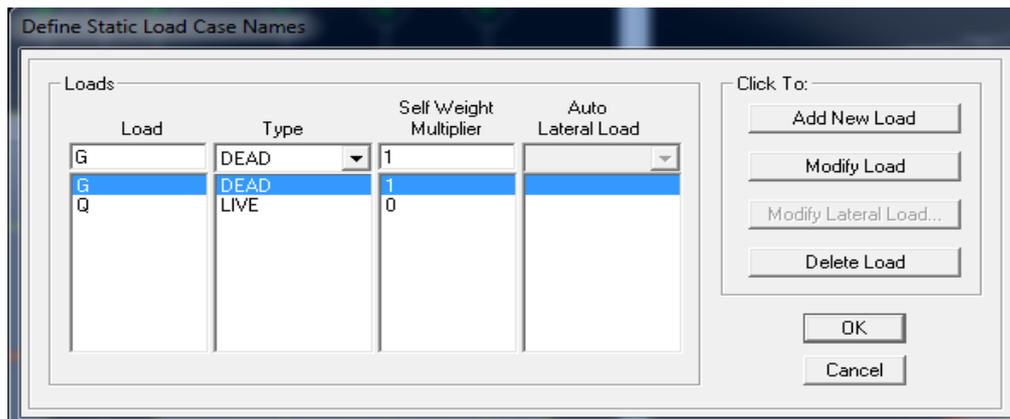
Cette étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

A. Charge statique :

❖ Définition des charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define > Static load cases**

- 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 new Load**.
- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** comme type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.



❖ **Masse-Source (masse revenant à chaque) :**

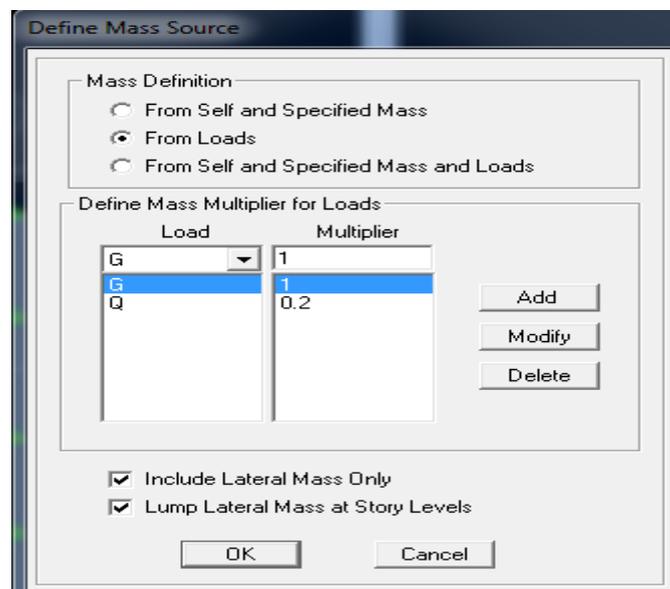
La masse des planchers est supposée en leur centre de masse qui est désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par **define > masse source** une fenêtre apparaît.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et 0.2 pour la charge d'exploitation

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties on coche la case **from load**.

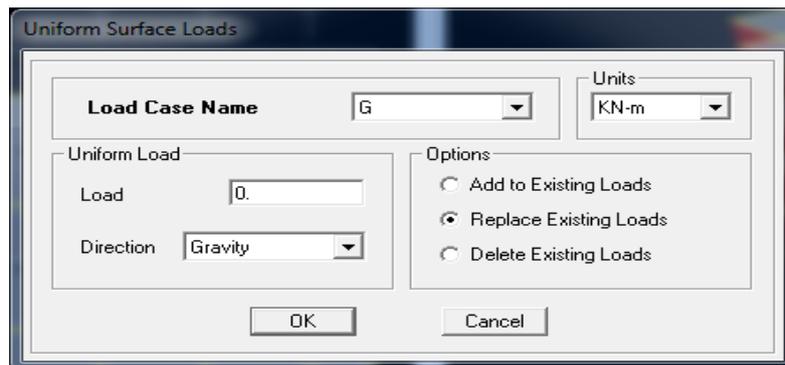


Etape05 : Chargement des éléments :

✓ **Pour les éléments areas (PCC, DP) :**

Après la sélection de l'élément à charge **Assign > Shell /area loads > uniforme**

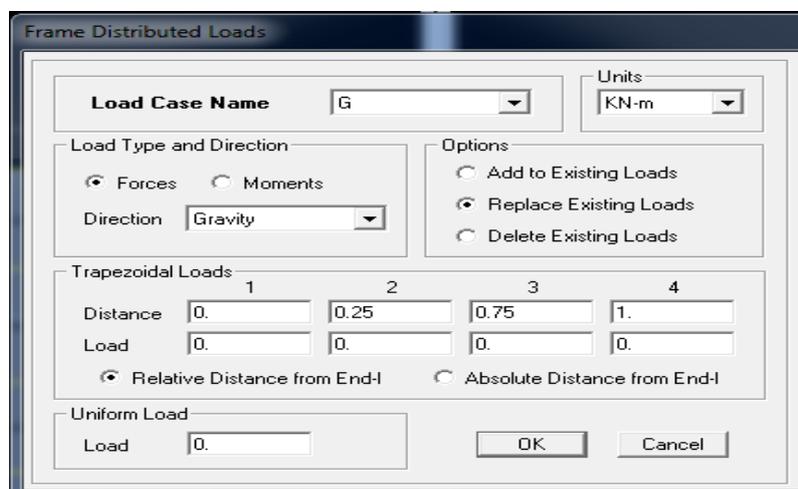
Et enfin on donne la valeur de G et Q



✓ **Pour les éléments barres (poutre palière) :**

Après la sélection de l'élément à charge **Assign > Frame /line loads > Distributed**

Et enfin on donne la valeur de G et Q



Etape06 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

a. Définition du spectre :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T. Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **III**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de

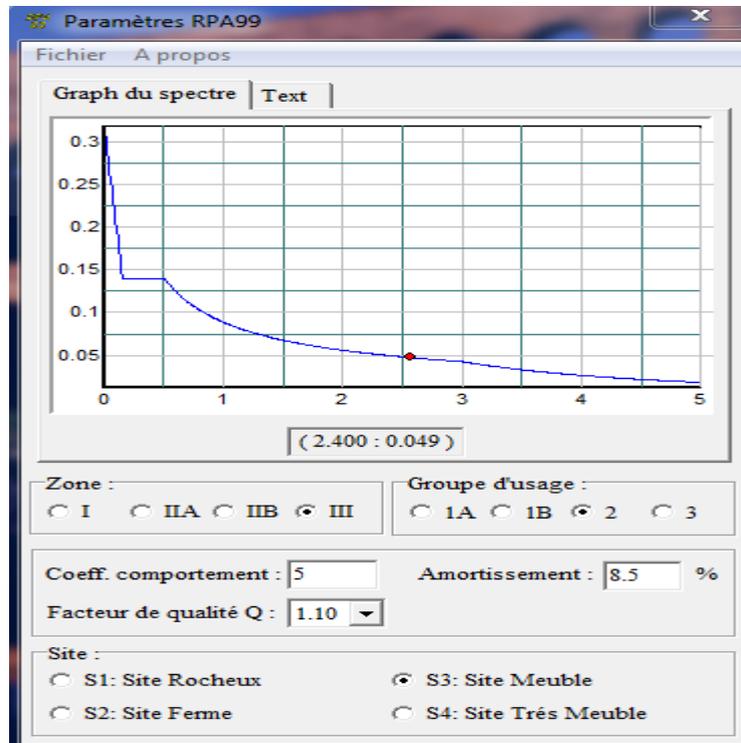
Contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V2003 on prend **R = 5 ; Mais on doit le justifier par l'étude de contreventement.**

- Amortissement : 8.5 %
- Site : meuble **S3**

- Facteur de qualité : Q donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

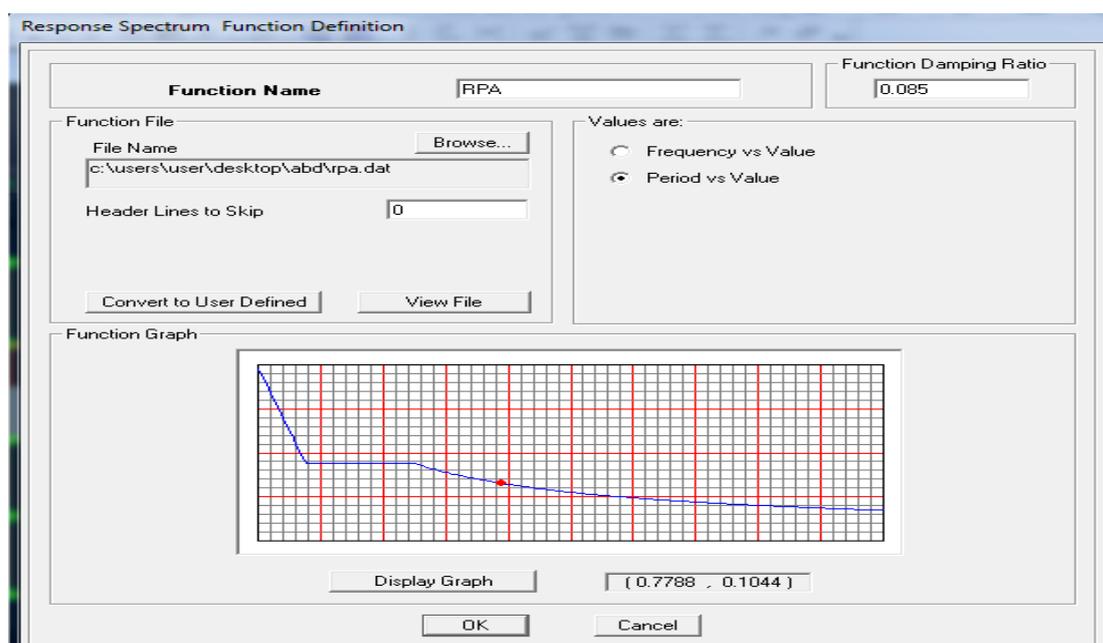
$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q



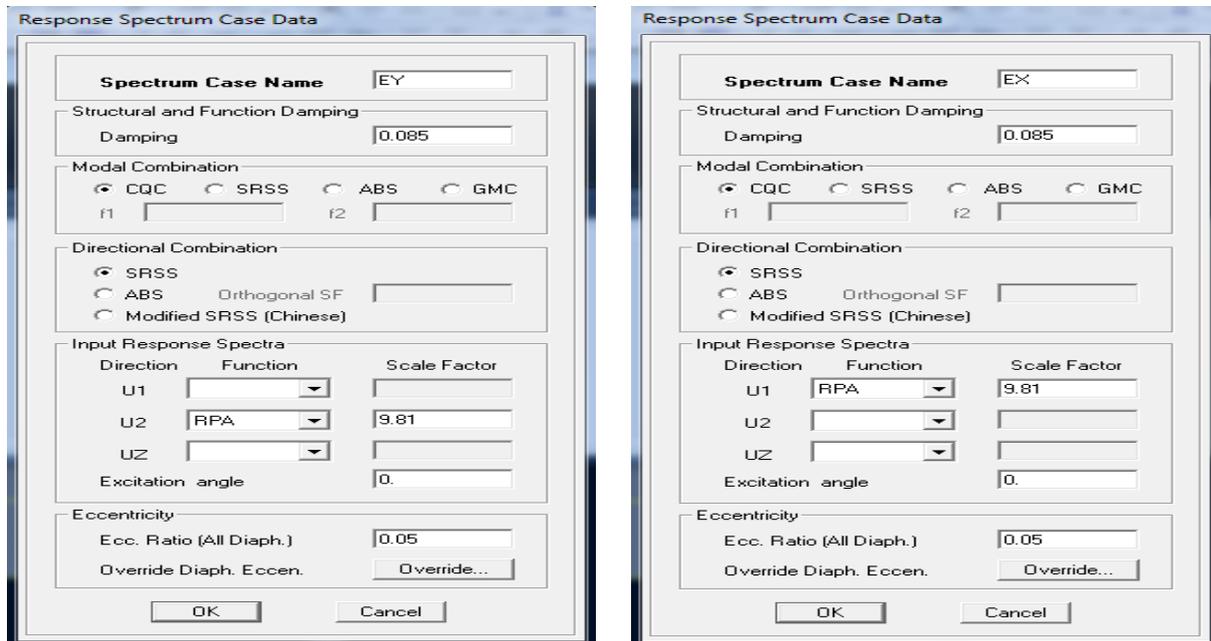
b. Définition de la fonction sismique :

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **Define > Response Spectrum Function > Spectrum from file**



Etape 07 : Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define > Response Spectrum cases > Add New Spectrum**

**Etape08 : Introduction des combinaisons d'actions :**

Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

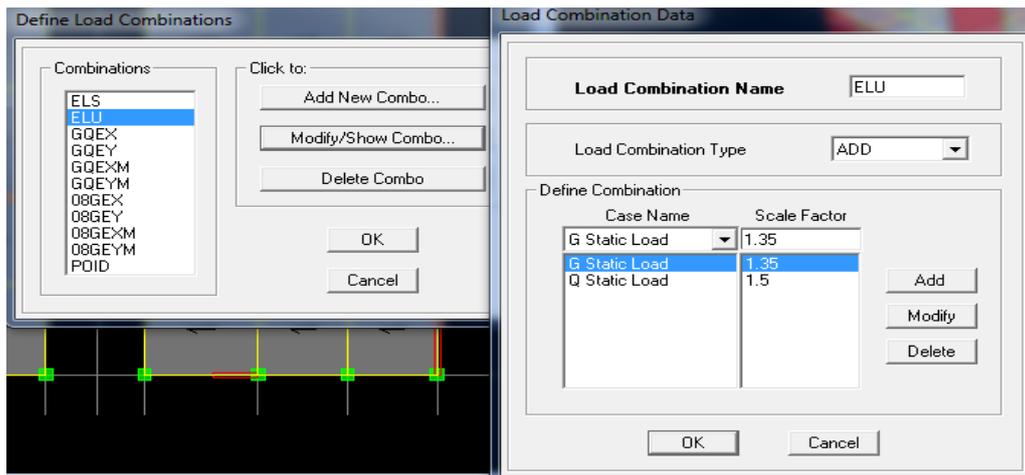
- **Combinaisons accidentelles du RPA**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define > load Combinations > Add New Combo



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign > Joint/point > Restraints (supports)

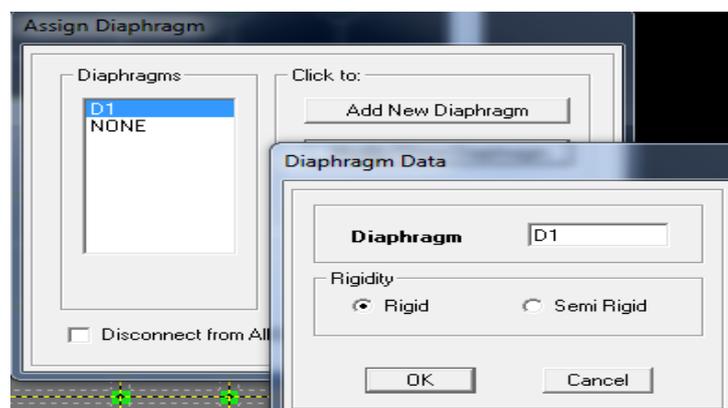


❖ Diaphragme :

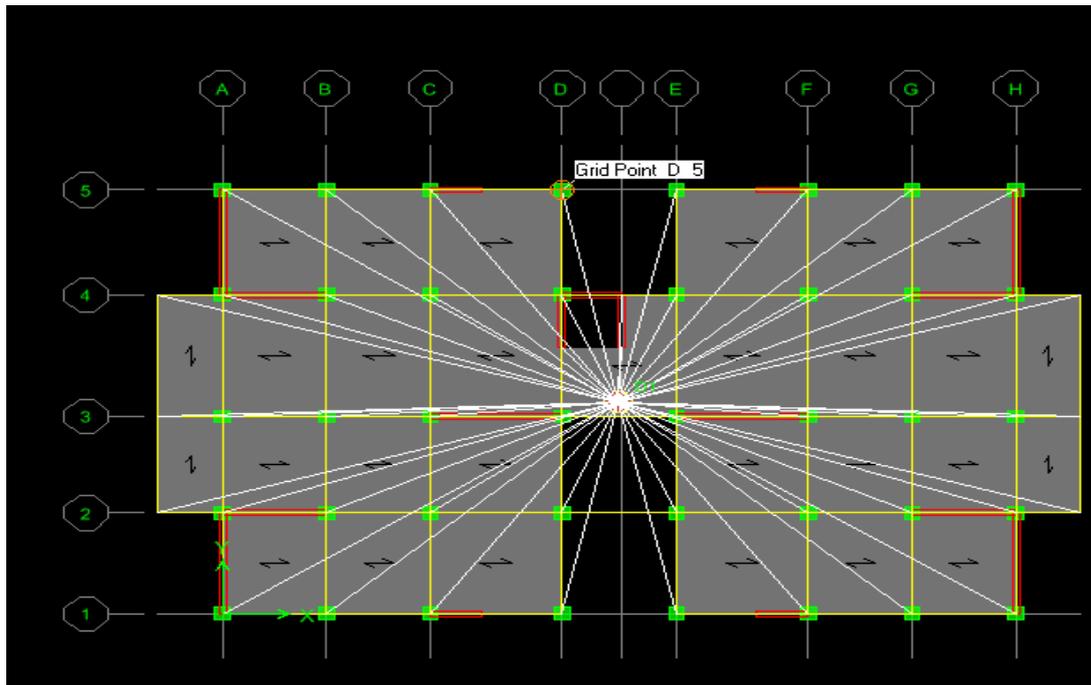
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs **nœuds maîtres** de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign> Joint/point >Diaphragm > Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

Etape 09 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

➤ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

Run Analysis (f5) ou on clique  sur l'ETBS

➤ **Visualisation des résultats**

- **Déformée de la structure** : on clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.
- **Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**
- **Déplacements** : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuis sur **Show tables** puis on coche **Displacement**
- **Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base** : **Show tables > Base Reactions > Select Cases/comb E**



Chapitre VI :
Les vérifications
des exigences
du RPA

VI. Les vérifications exigées par RPA :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'excentricité.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 8-Justification du système de contreventement

VI.1. Vérification de la période empirique T :**❖ Calcul de la période empirique :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour : $h_N = 34,68$ m et $C_T = 0.05$

Nous obtenons : $T = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,71$ s

❖ Valeur de T trouvé par ETABS :

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.826721	2.8556	64.0865	0.0000	2.8556	64.0865	0.0000	93.5038
	2	0.773274	64.2663	3.0027	0.0000	67.1219	67.0892	0.0000	4.3578
	3	0.751518	0.6099	0.1082	0.0000	67.7318	67.1973	0.0000	0.1565
	4	0.190404	0.2248	19.0275	0.0000	67.9566	86.2249	0.0000	1.5846
	5	0.182689	17.5191	0.2301	0.0000	85.4757	86.4550	0.0000	0.0154
	6	0.169953	0.1347	0.0056	0.0000	85.6104	86.4606	0.0000	0.0003
	7	0.142894	0.8789	0.0004	0.0000	86.4894	86.4610	0.0000	0.0001
	8	0.139872	0.0019	0.6440	0.0000	86.4913	87.1050	0.0000	0.0584
	9	0.131283	0.0267	0.0143	0.0000	86.5180	87.1193	0.0000	0.0013
	10	0.080613	0.0001	6.9682	0.0000	86.5181	94.0875	0.0000	0.2586
	11	0.076347	6.9356	0.0001	0.0000	93.4537	94.0876	0.0000	0.0000
	12	0.071525	0.0001	0.0007	0.0000	93.4538	94.0883	0.0000	0.0000

Tableau VI.1 : Résultats de la période donnée par ETABS.

1^{er} mode : $T_{ETABS} = 0,826$ s < $1,3 \times 0,71 = 0,923$ s

2^{er} mode : $T_{ETABS} = 0,773$ s < $1,3 \times 0,71 = 0,923$ s

Display > show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS > **building output**

Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	RDC	D1	380.2600	380.2600	11.426	7.670	380.2600	380.2600	11.426
	ET1	D2	349.2647	349.2647	11.428	7.530	349.2647	349.2647	11.428
	ET2	D3	341.9349	341.9349	11.427	7.672	341.9349	341.9349	11.427
	ET3	D4	341.9349	341.9349	11.427	7.672	341.9349	341.9349	11.427
	ET4	D5	336.0843	336.0843	11.427	7.675	336.0843	336.0843	11.427
	ET5	D6	331.0596	331.0596	11.427	7.677	331.0596	331.0596	11.427
	ET6	D7	331.0596	331.0596	11.427	7.677	331.0596	331.0596	11.427
	ET7	D8	325.9891	325.9891	11.426	7.679	325.9891	325.9891	11.426
	ET8	D9	321.7445	321.7445	11.426	7.681	321.7445	321.7445	11.426
	ET9	D10	319.6918	319.6918	11.426	7.707	319.6918	319.6918	11.426
	TERRASSE	D11	278.5481	278.5481	11.431	7.730	278.5481	278.5481	11.431
	TERRASSE 1	D12	11.6460	11.6460	11.450	9.350	11.6460	11.6460	11.450

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.)

Suivant le sens x-x : $L_x = 26,60\text{m}$

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$

Story	Diaphragme	$X C_M$	$X C_R$	$ C_M - C_R $	$5\% L_x$	$ C_M - C_R \leq 5\% L_x$
RDC	D1	11.426	11.373	0.053	1.33	C.Vérifiée
ET1	D2	11.428	11.38	0.048	1.33	C.Vérifiée
ET2	D3	11.427	11.373	0.054	1.33	C.Vérifiée
ET3	D4	11.427	11.366	0.061	1.33	C.Vérifiée
ET4	D5	11.427	11.359	0.068	1.33	C.Vérifiée
ET5	D6	11.427	11.352	0.075	1.33	C.Vérifiée
ET6	D7	11.427	11.345	0.082	1.33	C.Vérifiée
ET7	D8	11.426	11.339	0.087	1.33	C.Vérifiée
ET8	D9	11.426	11.333	0.093	1.33	C.Vérifiée
ET9	D10	11.426	11.329	0.097	1.33	C.Vérifiée
TERRASSE	D11	11.431	11.325	0.106	1.33	C.Vérifiée
TERRASSE 1	D12	11.45	11.39	0.06	1.33	C.Vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens y-y : $L_y = 18,55\text{m}$

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$

Story	Diaphragme	$Y C_M$	$Y C_R$	$ C_M - C_R $	5% Ly	$ C_M - C_R \leq 5\% Ly$
RDC	D1	7.67	7.58	0.09	0.927	C.Vérifiée
ET1	D2	7.53	7.567	0.037	0.927	C.Vérifiée
ET2	D3	7.672	7.573	0.099	0.927	C.Vérifiée
ET3	D4	7.672	7.588	0.084	0.927	C.Vérifiée
ET4	D5	7.675	7.605	0.07	0.927	C.Vérifiée
ET5	D6	7.677	7.621	0.056	0.927	C.Vérifiée
ET6	D7	7.677	7.636	0.041	0.927	C.Vérifiée
ET7	D8	7.679	7.65	0.029	0.927	C.Vérifiée
ET8	D9	7.681	7.661	0.02	0.927	C.Vérifiée
ET9	D10	7.707	7.672	0.035	0.927	C.Vérifiée
TERRASSE	D11	7.73	7.68	0.05	0.927	C.Vérifiée
TERRASSE 1	D12	9.35	9.204	0.146	0.927	C.Vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.

VI.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} 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.

D'après Art 4.3.6 RPA99/version 2003, il faut vérifier que : $V_{ETABS} \geq 0.8 V$

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
 - Zone sismique III
- } $\Rightarrow A = 0.25$ (Tab 4.1 RPA).

R : coefficient de comportement global de la structure en fonction de système de contreventement $R = 5$ «mixte, assuré par des voiles et des portiques». (Tab 4.3 RPA)

• **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non», sa valeur est donné par le tableau (4.4 du RPA).

Vérifié $P_q = 0$, dans le cas contraire $P_q = 0,05$.

Critique q	Observé	P_q (sens x-x)	P_q (sens y-y)
Conditions minimales sur les fils de contreventement.	Oui	0	0
Redondance en plan	Oui	0	0
Régularité en plan	Oui	0	0
Régularité en élévation	Oui	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	0

Tableau VI.5 : facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

$Q_x = 1.00$

$Q_y = 1.00$

• **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :** Il est donné par la formule

(4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7 RPA 99 modifié 2003) $T_2 = 0,50\text{s}$ (site meuble S_3).

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

Le système est constitué de voile et portique $\Rightarrow \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5 \% \Rightarrow \xi = 8.5 \%$

$$D'où : \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0,81 \geq 0,7 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

T : période fondamentale de la structure, elle est donnée par :

$$T = \min \left\{ C_t h_N^{3/4} ; \frac{0,09 h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_N : Hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage

$$h_N = 34,68 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$C_t = 0,05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles RPA/ tableau 4.6).

➤ Sens longitudinal : $L_x = 26,60 \text{ [m]}$

$$D'où : \quad T = \frac{0,09 \times 34,68}{\sqrt{26,60}} = 0,60\text{s}$$

$$T = 0,05 \times 34,68^{3/4} = 0,71\text{s}$$

$$T = \min (0,60 ; 0,71) = 0,60\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,60} \right)^{2/3} = 1,79$$

➤ Sens transversale : $L_y = 18,55 \text{ [m]}$

$$D'où : \quad T = \frac{0,09 \times 34,68}{\sqrt{18,55}} = 0,72\text{s}$$

$$T = 0,05 \times 34,68^{3/4} = 0,71\text{s}$$

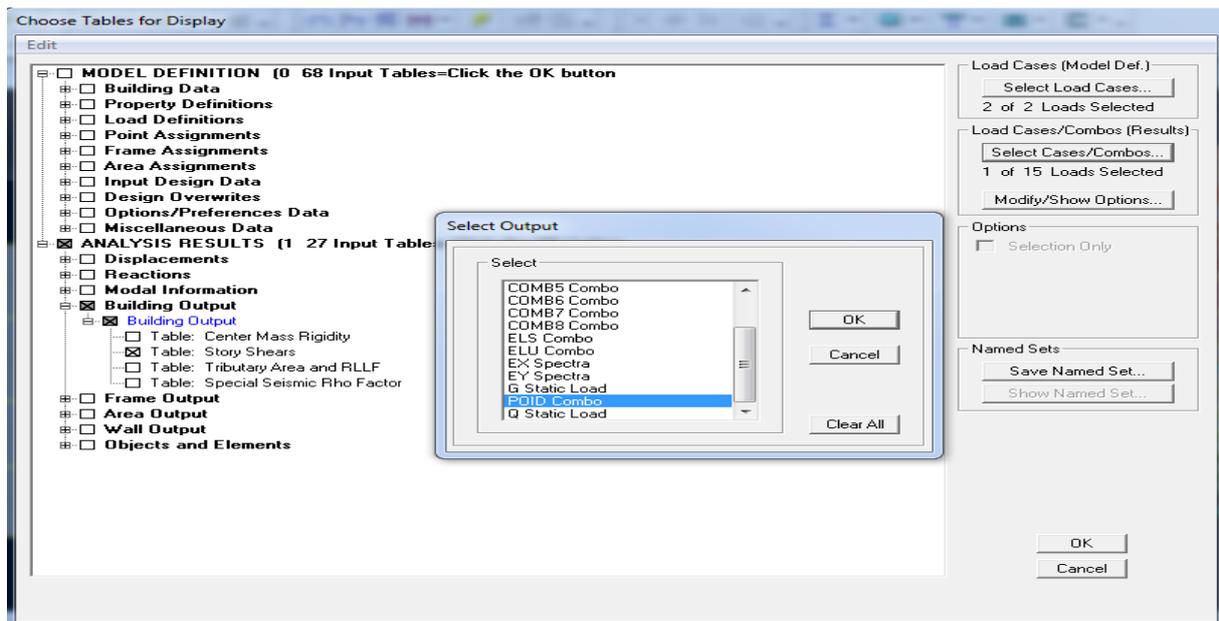
$$T = \min (0,72 ; 0,71) = 0,71\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,71} \right)^{2/3} = 1,60$$

• **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Display >show table >select cases/comb >POIDS comb >Building output >

Building Output >story shear



Story	Load	Loc	P
TERRASSE 1	POID	Bottom	130.68
TERRASSE	POID	Bottom	3422.62
ET9	POID	Bottom	6685.08
ET8	POID	Bottom	9947.53
ET7	POID	Bottom	13309.44
ET6	POID	Bottom	16671.34
ET5	POID	Bottom	20033.25
ET4	POID	Bottom	23509.9
ET3	POID	Bottom	26986.55
ET2	POID	Bottom	30463.21
ET1	POID	Bottom	34081.55
RDC	POID	Bottom	38161.95

Tableau VI.6 : résultat de poids propre de la structure.

On aura : $W_t = 38161,95 \text{ KN}$.

• **Calcul de la force sismique :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, est calculée dans les deux sens selon les formules suivantes :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W_t \quad ; \quad V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W_t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0,25 \cdot 1,79 \cdot 1}{5} 38161,95 = 3415,49 \text{ KN} \\ V_y = \frac{0,25 \cdot 1,60 \cdot 1}{5} 38161,95 = 3052,95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 2732,39 \text{ KN} \\ 0,8 V_y = 2442,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{xETABS} = 2827,71 \text{ KN} > 0,8V_x = 2732,39 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{yETABS} = 2734,90 \text{ KN} > 0,8 V_y = 2442,36 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.5. Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.43. RPA 99)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^K = R \delta_{ex}^K$$

$$\delta_y^K = R \delta_{ey}^K$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (R = 5).

δ_{ex}^K : Déplacements absolu selon x

δ_{ey}^K : Déplacements absolu selon y

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_{Kx} = \delta_x^K - \delta_x^{K-1}$$

$$\Delta_{Ky} = \delta_y^K - \delta_y^{K-1}$$

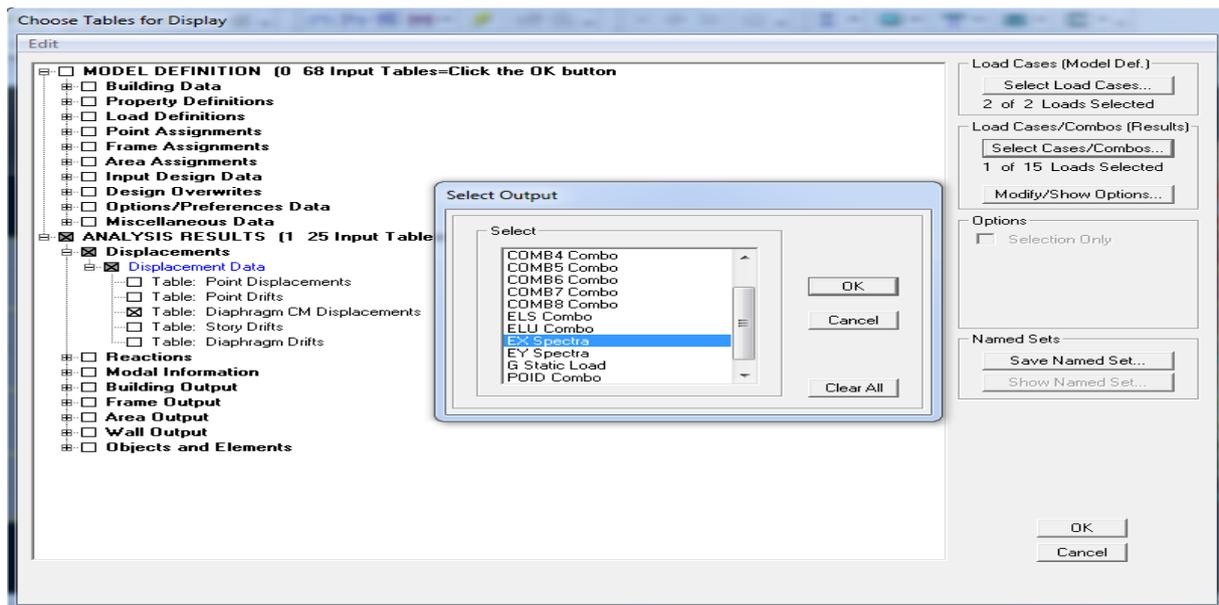
D'après le RPA les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{Kx} \leq \bar{\Delta}_K = 1\% h$$

$$\Delta_{Ky} \leq \bar{\Delta}_K = 1\% h \text{ (Art 5.10. RPA 99)}$$

➤ **Sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display > show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS >Displacement Data >table : Diaphragm CMdisplacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... on choisit la combinaison EX Spectra > 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE 1	D12	EX	0.0253	0.0028	0.0000	0.00000	0.00000	0.00044
	TERRASSE	D11	EX	0.0230	0.0026	0.0000	0.00000	0.00000	0.00036
	ET9	D10	EX	0.0206	0.0023	0.0000	0.00000	0.00000	0.00032
	ET8	D9	EX	0.0181	0.0020	0.0000	0.00000	0.00000	0.00028
	ET7	D8	EX	0.0155	0.0017	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024
	ET6	D7	EX	0.0130	0.0014	0.0000	0.00000	0.00000	0.00020
	ET5	D6	EX	0.0105	0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	0.00016
	ET4	D5	EX	0.0080	0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	0.00013
	ET3	D4	EX	0.0057	0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	ET2	D3	EX	0.0037	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	ET1	D2	EX	0.0020	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	RDC	D1	EX	0.0008	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Story	δ_{ex}^K	R	δ_x^K	Δ_{Kx}	$\bar{\Delta}_K$	Observation
TERRASSE 1	0.0253	5	0.1265	0.0115	0.0306	C.Vérfiée
TERRASSE	0.023	5	0.115	0.012	0.0306	C.Vérfiée
ET9	0.0206	5	0.103	0.0125	0.0306	C.Vérfiée
ET8	0.0181	5	0.0905	0.013	0.0306	C.Vérfiée
ET7	0.0155	5	0.0775	0.0125	0.0306	C.Vérfiée
ET6	0.013	5	0.065	0.0125	0.0306	C.Vérfiée
ET5	0.0105	5	0.0525	0.0125	0.0306	C.Vérfiée
ET4	0.008	5	0.04	0.0115	0.0306	C.Vérfiée
ET3	0.0057	5	0.0285	0.01	0.0306	C.Vérfiée

ET2	0.0037	5	0.0185	0.0085	0.0306	C.Vérifiée
ET1	0.002	5	0.01	0.006	0.0306	C.Vérifiée
RDC	0.0008	5	0.004	0.004	0.0408	C.Vérifiée

Tableau VI.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

➤ **Sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... > 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE 1	D12	EY	0.0037	0.0269	0.0000	0.00000	0.00000	0.00056
	TERRASSE	D11	EY	0.0026	0.0251	0.0000	0.00000	0.00000	0.00051
	ET9	D10	EY	0.0023	0.0224	0.0000	0.00000	0.00000	0.00045
	ET8	D9	EY	0.0020	0.0196	0.0000	0.00000	0.00000	0.00040
	ET7	D8	EY	0.0017	0.0167	0.0000	0.00000	0.00000	0.00034
	ET6	D7	EY	0.0014	0.0139	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029
	ET5	D6	EY	0.0011	0.0111	0.0000	0.00000	0.00000	0.00023
	ET4	D5	EY	0.0009	0.0085	0.0000	0.00000	0.00000	0.00018
	ET3	D4	EY	0.0006	0.0061	0.0000	0.00000	0.00000	0.00013
	ET2	D3	EY	0.0004	0.0039	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
	ET1	D2	EY	0.0002	0.0022	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	RDC	D1	EY	0.0001	0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Story	δ_{ey}^K	R	δ_y^K	Δ_{Ky}	$\bar{\Delta}_K$	Observation
TERRASSE 1	0.0269	5	0.1345	0.009	0.0306	C.Vérifiée
TERRASSE	0.0251	5	0.1255	0.0135	0.0306	C.Vérifiée
ET9	0.0224	5	0.112	0.014	0.0306	C.Vérifiée
ET8	0.0196	5	0.098	0.0145	0.0306	C.Vérifiée
ET7	0.0167	5	0.0835	0.014	0.0306	C.Vérifiée
ET6	0.0139	5	0.0695	0.014	0.0306	C.Vérifiée
ET5	0.0111	5	0.0555	0.013	0.0306	C.Vérifiée
ET4	0.0085	5	0.0425	0.012	0.0306	C.Vérifiée
ET3	0.0061	5	0.0305	0.011	0.0306	C.Vérifiée
ET2	0.0039	5	0.0195	0.0085	0.0306	C.Vérifiée
ET1	0.0022	5	0.011	0.007	0.0306	C.Vérifiée
RDC	0.0008	5	0.004	0.004	0.0408	C.Vérifiée

Tableau VI.8 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

VI.6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)}$$

Avec :

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G+Q±E) tiré par les tableaux donnés par ETABS comme suit :

Display > Show Tables > ANALYSIS RESULTS > Frame Output > frame forces > Column forces.

Poteau	N_d (N)	$B_c f_{c28}$ (N)	v	Conclusion
45 x 45	988100	5062500	0,20	C. vérifiée
40 x 40	726140	4000000	0,18	C. vérifiée
35 x 35	450970	3062500	0,15	C. vérifiée
30 x 30	213010	2250000	0,10	C. vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

VI.7. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K H_K} < 0,1$$

Tel que :

- $\theta_K < 0,10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.
- $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{1 - \theta_K}$
- $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

H_K : Hauteur de l'étage « K ».

➤ Sens x-x :

Story	P	V_x	Δ_{Kx}	H_e	$P \cdot \Delta_{Kx}$	$V_x \cdot H_e$	θ_x	$\theta_x < 0.1$
TERRASSE 1	130.68	40.46	0.0115	3.06	1.50282	123.8076	0.01213835	C.Vérifiée
TERRASSE	3422.62	576.81	0.012	3.06	41.07144	1765.0386	0.02326943	C.Vérifiée
ET9	6685.08	1033.65	0.0125	3.06	83.5635	3162.969	0.02641932	C.Vérifiée
ET8	9947.53	1371.75	0.013	3.06	129.31789	4197.555	0.03080791	C.Vérifiée
ET7	13309.44	1663.04	0.0125	3.06	166.368	5088.9024	0.03269231	C.Vérifiée
ET6	16671.34	1935.15	0.0125	3.06	208.39175	5921.559	0.03519204	C.Vérifiée
ET5	20033.25	2167.62	0.0125	3.06	250.415625	6632.9172	0.03775347	C.Vérifiée
ET4	23509.9	2352.03	0.0115	3.06	270.36385	7197.2118	0.03756508	C.Vérifiée
ET3	26986.55	2505.13	0.01	3.06	269.8655	7665.6978	0.0352043	C.Vérifiée
ET2	30463.21	2643.67	0.0085	3.06	258.937285	8089.6302	0.03200854	C.Vérifiée
ET1	34081.55	2759.67	0.006	3.06	204.4893	8444.5902	0.02421542	C.Vérifiée
RDC	38161.95	2827.71	0.004	4.08	152.6478	11537.0568	0.01323109	C.Vérifiée

Tableau VI.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens x-x.

➤ Sens y-y :

Story	P	V_y	Δ_{Ky}	H_e	$P \cdot \Delta_{Ky}$	$V_y \cdot H_e$	θ_y	$\theta_y < 0.1$
TERRASSE 1	130.68	38.02	0.009	3.06	1.17612	116.3412	0.01010923	C.Vérifiée
TERRASSE	3422.62	563.55	0.0135	3.06	46.20537	1724.463	0.02679406	C.Vérifiée
ET9	6685.08	1007.98	0.014	3.06	93.59112	3084.4188	0.03034319	C.Vérifiée
ET8	9947.53	1329.46	0.0145	3.06	144.239185	4068.1476	0.03545574	C.Vérifiée
ET7	13309.44	1599.31	0.014	3.06	186.33216	4893.8886	0.03807446	C.Vérifiée
ET6	16671.34	1851.78	0.014	3.06	233.39876	5666.4468	0.04118961	C.Vérifiée
ET5	20033.25	2071.79	0.013	3.06	260.43225	6339.6774	0.04107973	C.Vérifiée
ET4	23509.9	2249.98	0.012	3.06	282.1188	6884.9388	0.04097622	C.Vérifiée
ET3	26986.55	2400.5	0.011	3.06	296.85205	7345.53	0.04041261	C.Vérifiée
ET2	30463.21	2539.48	0.0085	3.06	258.937285	7770.8088	0.03332179	C.Vérifiée
ET1	34081.55	2659.79	0.007	3.06	238.57085	8138.9574	0.02931221	C.Vérifiée
RDC	38161.95	2734.9	0.004	4.08	152.6478	11158.392	0.01368009	C.Vérifiée

Tableau VI.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens y-y.

VI.8. Justification du système de contreventement :

Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical et horizontal revenant au système portique voile, et d'après logiciel ETABS on a obtenu les tableaux suivants :

- **Pourcentages des charges horizontales :**

	Pourcentage des voiles (%)	Pourcentage des portiques (%)
EX	54,65%	45,35%
EY	66,19%	33,81%

- **Pourcentages des charges verticales :**

	Charge verticale (KN)	Pourcentages (%)
Portiques + voiles	38161,95	100
voiles	7303,85	19,14
portiques	30857,75	80,86

Selon les résultats ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises par des voiles et des portiques. Et les voiles de contreventement reprennent au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

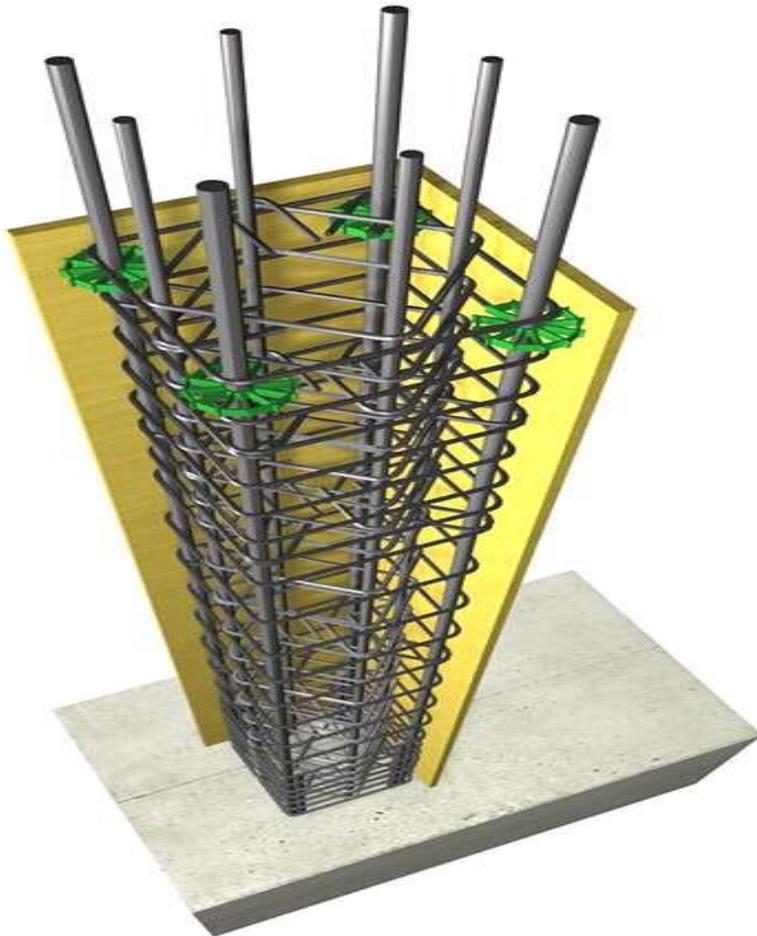
D'après l'article **3.4 du RPA99** qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie **4a : structure mixte portiques-voiles avec interactions** ; dont le coefficient de comportement **R=5**

Conclusion :

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du **RPA**, nous pouvons passer au ferrailage des éléments principaux.



Chapitre VII : Ferrailage des éléments principaux

VII.1. Ferrailage des poteaux :**Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable (effort N et M transversal) et on adopte dans les autres sens en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal N_{\max} et le moment correspondant M_{corr}
- Effort normal minimal N_{\min} et le moment correspondant M_{corr}
- Moment fléchissant maximal M_{\max} et l'effort correspondant N_{corr}

Sous les combinaisons :

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \Rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \Rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	f_e	f_{c28}	γ_b	γ_s	θ	f_{bc}	σ_s
Durable	400	25	1,5	1,15	1	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,15	1	0,85	21,74	400

Tableau VII.1. : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

VII.1.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimale d'armatures est de 0,9 %.(b x h) (en zone III).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 %.(b x h).
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 %.(b x h).

Section des poteaux	Section min (cm ²)	Section max (cm ²)	
	Zone (III) $A_{min} = 0.9\% b h$	Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 x b h$	Zone courante $A_{max} = 0.04 x b h$
Poteau (45x45) cm ²	18,225	121,5	81
Poteau (40x40) cm ²	14,4	96	64
Poteau (35x35) cm ²	11,025	73,5	49
Poteau (30x30) cm ²	8,1	54	36

Tableau VII.2 : La section minimal et maximal d'armature.

- Le diamètre minimal est de 12[mm].
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 50\phi$ (en **zone III**).
- La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 20 cm (en **zone III**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales :

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 aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_t f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$\rho = 2.50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

S_t : Espacement des armatures transversales

$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal.

$S_t \leq \text{Min} (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1)$ en zone courante.

Avec : ϕ_1 diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

❖ La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b S_t}$: En % elle est donné comme suit :

- ✓ 0.3 % si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$
- ✓ Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

❖ Calcul d'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec : « **a** » et « **b** » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

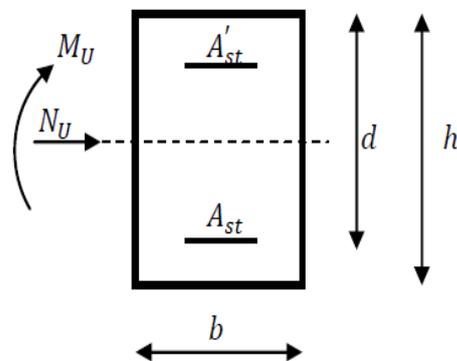
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimums

VII.1.2. Calcul des armatures à l'ELU :**❖ Les armatures longitudinales :****Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

**a. Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c'$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337 h - 0,81c') b h f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Avec :

N_u : Effort de compression.

M_f : Moment fictif.

c' : L'enrobage des armatures inferieurs

b : Largeur de la section rectangulaire

h : La hauteur de la section rectangulaire

f_{bc} : La résistance du béton à la compression

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

1^{er} cas : SSA (section simplement armée)

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée ($A' = 0$)

$$\text{Armatures fictives : } A_f = \frac{M_f}{\beta d^2 \sigma_s}$$

$$\text{Armatures réelles : } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{er} cas : SDA (section doublement armée)

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

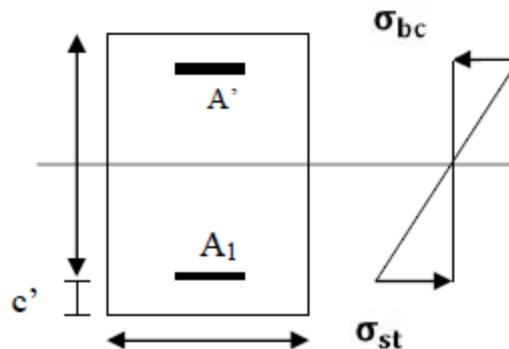
$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d^2 \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A'_S = A'$$

$$A_S = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



b. Section entièrement comprimée (SEC) :

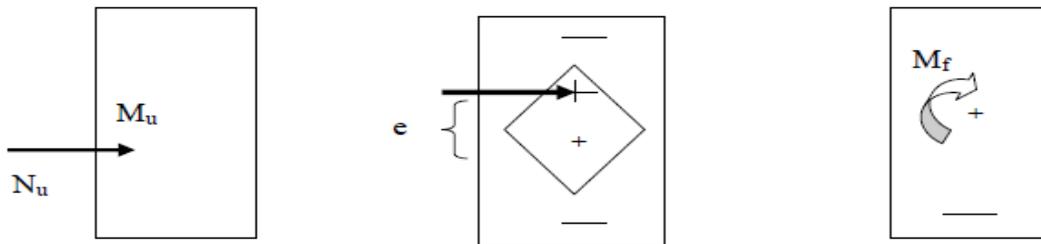
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337 h - 0,81c') b h f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

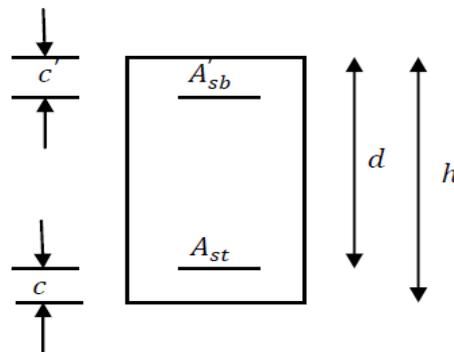
Deux cas peuvent se présenter :



1^{er}cas : SSA (section simplement armée)

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0,5h - c') b h f_{bc} \Rightarrow \text{la section est doublement armée}$$

$$A_2 > 0 \quad A'_1 > 0$$



La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

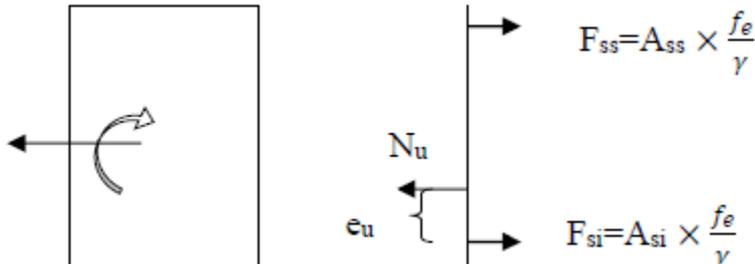
2^{er}cas : SDA (section doublement armée)

$$N_u (d - c') - M_f < (0,5h - c') b h f_{bc} \Rightarrow \text{la section est Simplement armée}$$

$$A_2 > A'_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c. Section entièrement tendue (SET) :



$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

$$A_{si} = \frac{N_u (\frac{h}{2} - c - e_u)}{(d - c') \sigma_{10}}$$

$$A_{ss} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure) le calcul se fera à l'état limite de

stabilisé de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.1.3. Calcul du ferrailage des poteaux :

Poteau du RDC et 1^{er} étage (zone I) :

$$b=45\text{cm} \quad h=45\text{cm} \quad d=43\text{cm} \quad c=c'=2\text{cm}$$

Poteau du 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage (zone II) :

$$b=40\text{cm} \quad h=40\text{cm} \quad d=38\text{cm} \quad c=c'=2\text{cm}$$

Poteau du 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage (zone III) :

$$b=35\text{cm} \quad h=35\text{cm} \quad d=33\text{cm} \quad c=c'=2\text{cm}$$

Poteau du 8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage (zone IV) :

$$b=30\text{cm} \quad h=30\text{cm} \quad d=28\text{cm} \quad c=c'=2\text{cm}$$

❖ Comparaison entre la méthode de calcul manuel et Socotec :

Exemple de calcul manuel :

Poteau 45x45 :

$$N_{\max} = -1902.52 \text{KN.m} \quad M_{\text{cor}} = -20.359 \text{KN} \text{ (effort de compression).}$$

Situation accidentelle : $f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{20.359}{1902.52} = 0.010 < \frac{0.45}{2} - 0.02 = 0.205 \rightarrow \text{section entièrement comprimée ou}$$

Partiellement comprimée

Le centre de pression se trouve entre les armatures :

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337 h - 0,81c') bh^2 f_{bc}$$

$$1902.52 (0.43-0.02) - 410.37 = 369.66 \text{KNm} \dots (1)$$

$$(0,337 \times 0.45 - 0,81 \times 0.02) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 175.268 \text{KNm} \dots (2)$$

(1) > (2) → **section entièrement comprimée**

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 20.359 + 1902.52(0.45/2 - 0.02) = 410.37 \text{KNm}$$

Le Calcul des armatures peuvent se présenter en deux cas :

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0,5h - c') bh^2 f_{bc}$$

$$1902.52 (0.43-0.02) - 410.37 = 369.66 \text{KNm} \dots (1)$$

$$(0,5 \times 0.45 - 0.02) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 392.26 \text{KNm} \dots (2)$$

(1) < (2) → **section simplement armée**

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi bh f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1902.52 - 0.87 \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3}{348} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u (d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{1902.52(0.43-0.02) - 410.37}{0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0.02}{0.45}} = 0.87$$

$$A'_1 = 0, A_2 = A_s = 0$$

Exemple de calcul avec Socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel comme indiqué sur la figure suivante :

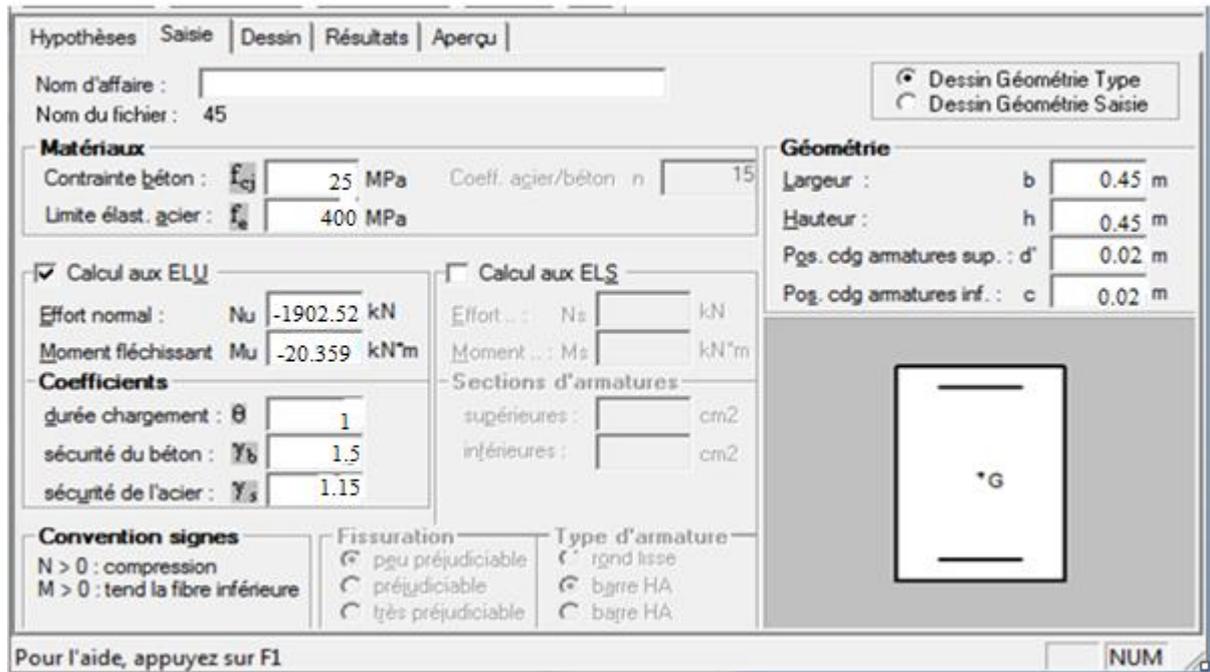


Figure VII.1 : Caractéristique et sollicitation de la section.

Après, on clique sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats **Résultats** :

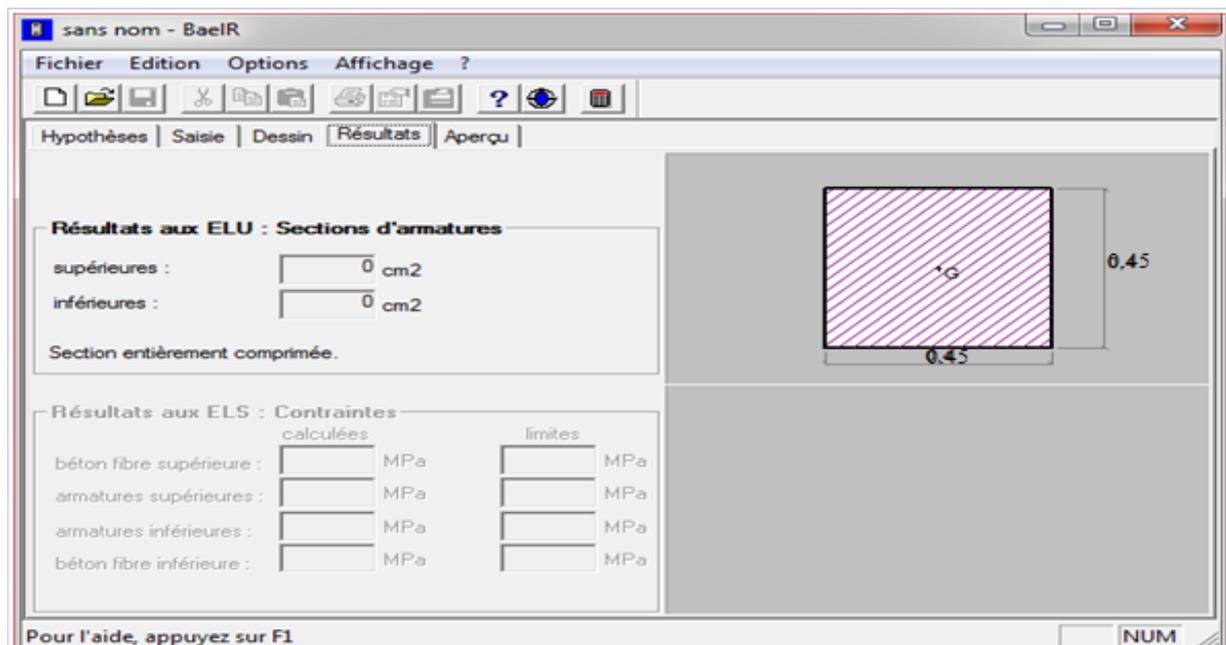


Figure VII.2: Résultat de calcul de la section d'armature.

Conclusion :

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel **Socotec**, on a trouvé les mêmes résultats.

VII.1.4. Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

On utilise les efforts internes max donnés par logiciel ETABS pour tous les poteaux :

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KNm)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{cor}	-1902.52	-20.359	SEC	0	0	18,22
	N _{min} -M _{cor}	1248.92	3.459	SPC	0	0	18.22
	N _{cor} -M _{max}	-919.12	-46.256	SPC	0	0	18.22
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{cor}	-1064.6	-8.043	SEC	0	0	14.40
	N _{min} -M _{cor}	621.21	1.74	SPC	0	0	14.40
	N _{cor} -M _{max}	-590.65	-61.036	SPC	0	0	14.40
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{cor}	-620.05	-7.16	SEC	0	0	11.02
	N _{min} -M _{cor}	190.8	1.066	SPC	0	0	11.02
	N _{cor} -M _{max}	-314.32	-60.383	SPC	0	1.06	11.02
Zone VI (30x30)	N _{max} -M _{cor}	-292.51	-6.791	SEC	0	0	8.10
	N _{min} -M _{cor}	24.9	0.506	SPC	0	0	8.10
	N _{cor} -M _{max}	-73.28	-49.693	SPC	0	3.81	8.10

Tableau VII.3 : Ferrailage des poteaux selon M2 donné par ETABS (sens longitudinal)

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KNm)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{cor}	-1902.52	-1.267	SEC	0	0	18,22
	N _{min} -M _{cor}	1248.92	1.051	SPC	0	0	18.22
	N _{cor} -M _{max}	-1159.43	-49.333	SPC	0	0	18.22
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{cor}	-1064.6	-5.119	SEC	0	0	14.40
	N _{min} -M _{cor}	621.21	4.46	SPC	0	0	14.40
	N _{cor} -M _{max}	-526.83	46.313	SPC	0	0	14.40
	N _{max} -M _{cor}	-620.05	22.107	SEC	0	0	11.02
	N _{min} -M _{cor}	190.8	4.124	SPC	0	0	11.02

Zone III (35x35)	$N_{cor}-M_{max}$	-269.21	-46.379	SPC	0	0.36	11.02
Zone VI (30x30)	$N_{max}-M_{cor}$	-292.51	18.45	SEC	0	0	8.10
	$N_{min}-M_{cor}$	24.9	2.623	SPC	0	0	8.10
	$N_{cor}-M_{max}$	-86.6	37.499	SPC	0	2.43	8.10

Tableau VII.4 : Ferrailage des poteaux selon **M3** donné par **ETABS** (sens transversal).

A la fin on a adopté le ferrailage suivant :

Zone	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	Ferrailage
Zone I (45X45)	18,22	20.60	4HA20+4HA16
Zone II (40X40)	14,4	16.08	4HA16+4HA16
Zone III (35X35)	11,02	12,31	8HA14
Zone VI (30X30)	8,10	9,05	8HA12

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires comme indiquée sur les tableaux ci-dessus.

VII.1.5. Vérification à l'ELU :

1. Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambements.

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales « ϕ_t » est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times \phi_{l_{max}} = \frac{1}{3} \times 20 = 6.67 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec : $\phi_{l_{max}}$ c'est le diamètre maximale des armatures longitudinales.

2. Espacement des armatures :

D'après le RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.2)

En zone nodale :

$$St \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \text{Min} (12 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \rightarrow \text{soit } St = 12 \text{ cm}$$

Avec :

\emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau qui sont égale à 12 cm.

3. Vérification de la quantité d'armatures transversales :(Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5 \dots A_t \text{ min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \leq 3 \dots A_t \text{ min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si : $3 < \lambda_g \leq 5 \dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$

Avec :

I_f : Longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$I_f = 0.707 \times l_0$

❖ Poteau 45x45 :

RDC :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.70 \times 4.08}{0.45} = 6.34 > 5$$

Zone nodale : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.01 \text{ cm}^2$

Etage 1 :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.70 \times 3.06}{0.45} = 4.76 < 5$$

Zone nodale : $A_t \text{ min} = 2.02 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t \text{ min} = 5.40 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Après interpolation

❖ Poteau 40x40 :

Etage 2, 3, 4 :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.70 \times 3.06}{0.40} = 5.36 > 5$$

Zone nodale : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$

❖ Poteau 35x35 :

Etage 5, 6, 7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.70 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5$$

Zone nodale : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$ Zone courante : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$ Poteau 30x30 :

Etage 8, 9, 10 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.70 \times 3.06}{0.30} = 7.14 > 5$$

Zone nodale : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$ Zone courante : $A_t \text{ min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

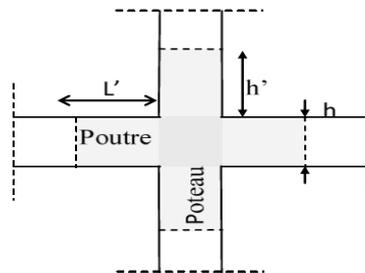
Etage	RDC	1 ^{er}	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}
Section cm ²	45x45	45x45	40x40	35x35	30x30
Effort tranchant (KN)	30.39	30.39	30.95	31.51	25.57
Elancement géométrique λ_g	6.34	4.76	5.36	6.12	7.14
Coefficient correcteur ρ_1	2.50	3.75	2.5	2.5	2.5
A_t en zone nodale (St=10cm) (cm ²)	0.42	0.63	0.48	0.56	0.53
A_t en zone courante (St=15cm) (cm ²)	0.50	0.76	0.58	0.67	0.64
$A_t \text{ min}$ en zone nodale (St=10cm) (cm ²)	1.35	2.47	1.20	1.05	0.90
$A_t \text{ min}$ en zone courante (St=15cm) (cm ²)	2.01	3.71	1.8	1.57	1.35
Section adoptée en zone nodale (cm ²)	4Ø8=2.01cm ²	4Ø8=2.01cm ²	4Ø8=2.01cm ²	4Ø8=2.01cm ²	4Ø8=2.01cm ²
Section adoptée en zone courante (cm ²)	4Ø8=2.01cm ²	4Ø12=4.52cm ²	4Ø8=2.01cm ²	4Ø8=2.01cm ²	4Ø8=2.01cm ²

Les poteaux dans les différents étages seront encadrés par un cadre et un losange dont les sections sont mentionnées ci-dessus.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10\phi_t \text{ min} = 10 \times 8 \text{ mm} = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$

4. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, 60 \right)$$

h_e : La hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

Poteau (45x45) :

✓ RDC : $h_e = 4.08 \text{ m}$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) = \text{Max} \left(\frac{480-35}{6}, 45, 45, 60 \right) = \text{Max}(74.15, 45, 45, 60)$$

$$h' = 75 \text{ cm}$$

✓ 1^{er} étage : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}, 45, 45, 60 \right) = \text{Max}(45.17, 45, 45, 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Poteau (40x40) :

✓ 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}, 40, 40, 60 \right) = \text{Max}(45.17, 40, 40, 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Poteau (35x35) :

✓ 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}, 35, 35, 60 \right) = \text{Max}(45.17, 35, 35, 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Poteau (30x30) :

✓ 8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}, 30, 30, 60 \right) = \text{Max}(45.17, 30, 30, 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

5. La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50\emptyset$$

$$\emptyset 20 \rightarrow L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm} \rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

$$\emptyset 16 \rightarrow L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset 14 \rightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm} \rightarrow L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\emptyset 12 \rightarrow L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

6. Vérification au cisaillement : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28} \text{ avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\lambda g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	λg	ρ_b	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Vérification
8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme}	30x30	25.75	30	30	7.14	0.075	0.28	1.875	ok
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	35x35	31.51	35	35	6.12	0.075	0.25	1.875	ok
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	40x40	30.95	40	40	5.36	0.075	0.19	1.875	ok
1 ^{er}	45x45	30.39	45	45	4.76	0.04	0.15	1	ok
RDC	45x45	30.39	45	45	6.34	0.075	0.1	1.875	ok

VII.1.6. Vérification à L'ELS :**1. Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23x f_{t28}}{f_e} x \frac{e_s - 0.455xd}{e_s - 0.185xd} x bd$$

2. Vérification des contraintes à L'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{st}$:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y, deux cas peuvent se présenter :

$$\begin{cases} e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée} \end{cases}$$

❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec : y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3l_c^2 - \frac{90xA_s}{b}(l_c - c') + \frac{90xA_s}{b}(d - l_c) \\ q = -2l_c^3 - \frac{90xA_s}{b}(l_c - c')^2 + \frac{90xA_s}{b}(d - l_c) \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0$ → L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A_s'(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_2}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$, les résultats sont dans les tableaux ci-dessous :

a. Sens longitudinal :

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KNm)	e_s	h/6	Nature	A_{min}	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Zone I (45x45)	$N_{max}-M_{cor}$	-988.10	-2.162	0.218	7.5	SEC	5.85	3.55	15	OK	57.25	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-328.64	-0.394	0.119	7.5	SEC	5.81	5.75	15	OK	92.74	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-415.18	-19.598	4.720	7.5	SEC	10.73	2.18	15	OK	35.16	348	OK
Zone II (40x40)	$N_{max}-M_{cor}$	-726.14	-4.123	0.567	6.7	SEC	4.99	3.75	15	OK	60.48	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-190.97	1.311	0.686	6.7	SEC	5.05	0.99	15	OK	15.96	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-280.16	-11.807	4.214	6.7	SEC	8.971	1.57	15	OK	25.32	348	OK
Zone III (35x35)	$N_{max}-M_{cor}$	-450.97	-5.183	1.149	5.8	SEC	4.14	4.06	15	OK	65.48	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-85.35	0.263	0.308	5.8	SEC	3.75	0.92	15	OK	14.83	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-153.02	-12.91	8.436	5.8	SPC	4.17	0.41	15	OK	6.61	348	OK
Zone VI (30x30)	$N_{max}-M_{cor}$	-213.01	-4.918	2.308	5	SEC	3.95	2.54	15	OK	40.96	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-7.93	0.177	2.232	5	SEC	3.88	0.09	15	OK	1.45	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-35.19	-13.034	37.038	5	SPC	0.83	1.49	15	OK	24.03	348	OK

b. Sens transversal :

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KNm)	e_s	h/6	Nature	A_{min}	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Zone I (45x45)	$N_{max}-M_{cor}$	-988.10	10.115	1.023	7.5	SEC	6.25	6.46	15	OK	104.19	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-328.64	-1.502	0.457	7.5	SEC	5.96	2.21	15	OK	35.64	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-841.90	-35.09	4.167	7.5	SEC	9.51	6.59	15	OK	106.29	348	OK
Zone II (40x40)	$N_{max}-M_{cor}$	-726.14	18.751	2.582	6.7	SEC	6.38	3.93	15	OK	63.38	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-190.97	0.424	0.222	6.7	SEC	4.84	0.98	15	OK	15.80	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-538.13	-21.017	3.905	6.7	SEC	8.27	1.75	15	OK	28.22	348	OK
Zone III (35x35)	$N_{max}-M_{cor}$	-450.97	16.041	3.556	5.8	SEC	6.65	5.11	15	OK	82.42	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-85.35	-2.47	2.893	5.8	SEC	5.58	0.90	15	OK	14.51	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-289.14	-19.068	3.594	5.8	SPC	6.73	4.37	15	OK	70.48	348	OK
Zone VI (30x30)	$N_{max}-M_{cor}$	-213.01	-13.389	6.285	5	SEC	6.36	5.74	15	OK	92.58	348	OK
	$N_{min}-M_{cor}$	-7.93	-3.427	43.215	5	SEC	0.87	0.10	15	OK	1.61	348	OK
	$N_{cor}-M_{max}$	-69.32	-17.276	24.922	5	SPC	0.67	0.55	15	OK	8.87	348	OK

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

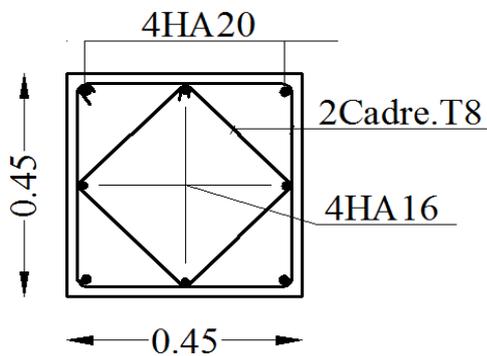
Schéma de ferrailage des poteaux :**Poteaux (45×45) :**

Les armatures longitudinales :

$$4HA20 + 4HA16 = 20.60\text{cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

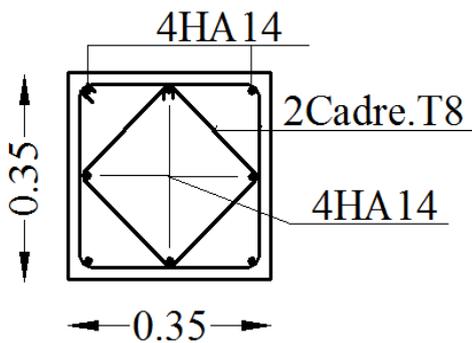
**Poteaux (35×35) :**

Les armatures longitudinales :

$$4HA14 + 4HA14 = 12.31\text{cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

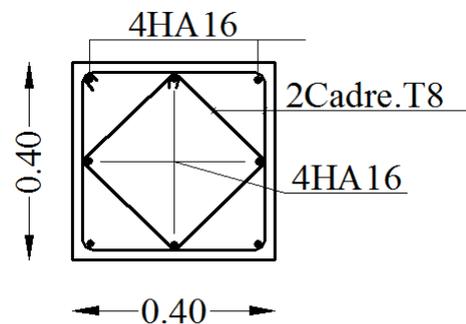
**Poteaux (40×40) :**

Les armatures longitudinales :

$$4HA16 + 4HA16 = 16.08\text{cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

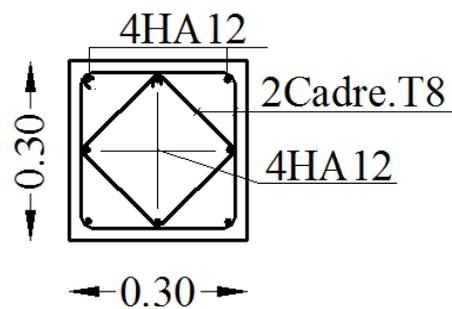
**Poteaux (30×30) :**

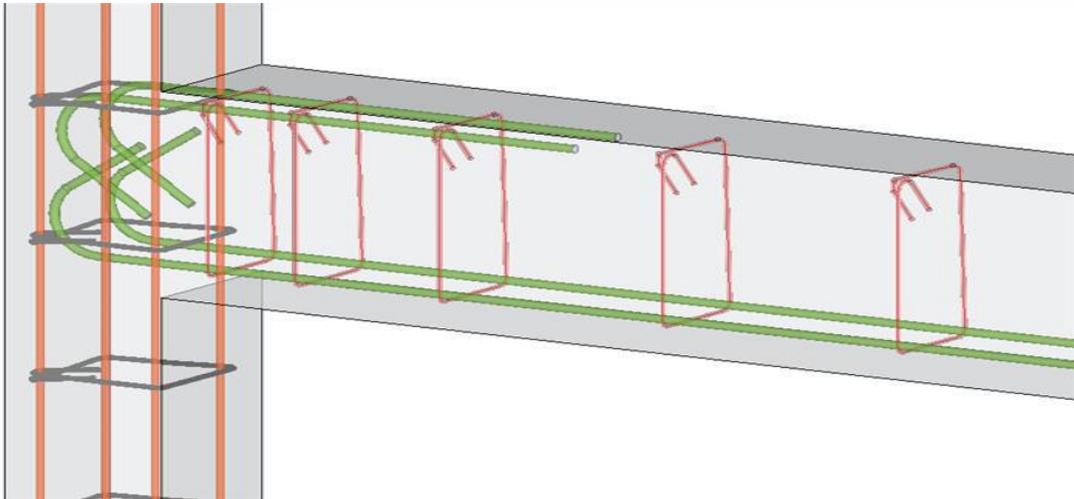
Les armatures longitudinales :

$$4HA12 + 4HA12 = 9.05\text{cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$



VII.2. Ferrailage des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ \Rightarrow à l'ELU.
- $G + Q$ \Rightarrow à l'ELS.
- $G + Q \pm E$ \Rightarrow RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ \Rightarrow RPA99 révisé 2003.

VII.2.1. Recommandations du RPA :**a) Armatures longitudinal : (RPA Art.7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre est de 0.5% en toute section.

$$A_{min} = 0,5\% b h$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% b h$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% b h$$

	Section min (cm ²) $A_{min} = 0,5\% b h$	Section max (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b h$	Zone courante $A_{max} = 4\% b h$
Poutres principales (35 x 40)	7	84	56
Poutres secondaires (30x 35)	5,25	63	42

Tableau VII.5 : La section minimale et maximale d'armature.

- La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 50\emptyset$ (en zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales : (RPA Art.7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 S_t b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.2.2. Etapes de calcul de ferrailage :

❖ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

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.

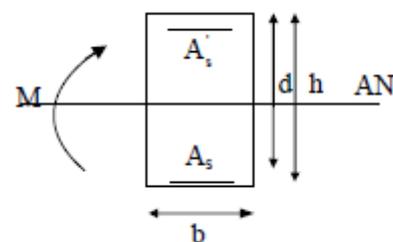
d : Hauteur utile ($d = h - c$).

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$



1^{er} cas :

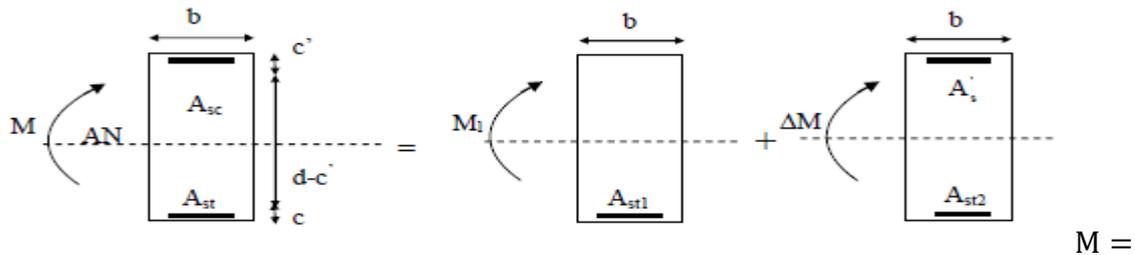
Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A'_s = 0$

Section d'acier tendue : $A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$

2^{er} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.



$M_1 + \Delta M$

$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M - M_1$

Avec :

M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée.

$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 d^2 \sigma_s}$

$A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$

Finalement :

$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 d^2 \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$

Remarque : On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	f_e	f_{c28}	γ_b	γ_s	θ	f_{bc}	σ_s
Durable	400	25	1,5	1,15	1	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,15	1	0,85	21,74	400

Tableau VII.6 : Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

VII.2.3. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum qu'elle que soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

a. Poutre principal : (35x 40)**➤ En travée :**

Niveau	M_u (KN. m)	b (cm)	d (cm)	f_{bc} (MPa)	μ	OBC	β	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	69,93	35	38	14,2	0,150	SSA	0,918	348	6,63	7	3HA16+1HA16	8,04
9	78,398	35	38	14,2	0,168	SSA	0,907	348	7,52	7	3HA16+1HA16	8,04
8	79,594	35	38	14,2	0,172	SSA	0,905	348	7,65	7	3HA16+1HA16	8,04
7	81,914	35	38	14,2	0,176	SSA	0,902	348	7,91	7	3HA16+1HA16	8,04
6	82,569	35	38	14,2	0,178	SSA	0,901	348	7,98	7	3HA16+1HA16	8,04
5	80,541	35	38	14,2	0,174	SSA	0,904	348	7,76	7	3HA16+1HA16	8,04
4	77,322	35	38	14,2	0,167	SSA	0,908	348	7,42	7	3HA16+1HA16	8,04
3	71,479	35	38	14,2	0,154	SSA	0,916	348	6,79	7	3HA16+1HA16	8,04
2	61,45	35	38	14,2	0,132	SSA	0,929	348	5,76	7	3HA16+1HA16	8,04
1	49,167	35	38	14,2	0,106	SSA	0,944	348	4,53	7	3HA16+1HA16	8,04
RDC	35,711	35	38	14,2	0,077	SSA	0,958	348	3,24	7	3HA16+1HA16	8,04

Tableau VII.7 : Ferrailage des poutres principales en travées.

➤ En appuis :

Niveau	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	f_{bc} (MPa)	μ	OBC	β	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	-90,697	35	38	14,2	0,196	SSA	0,890	348	8,87	7	3HA16+3HA14	10,65
9	-101,37	35	38	14,2	0,218	SSA	0,876	348	10,08	7	3HA16+3HA14	10,65
8	-101,873	35	38	14,2	0,219	SSA	0,875	348	10,14	7	3HA16+3HA14	10,65
7	-103,905	35	38	14,2	0,224	SSA	0,872	348	10,37	7	3HA16+3HA14	10,65
6	-104,207	35	38	14,2	0,225	SSA	0,871	348	10,42	7	3HA16+3HA14	10,65
5	-101,009	35	38	14,2	0,218	SSA	0,876	348	10,04	7	3HA16+3HA14	10,65
4	-96,601	35	38	14,2	0,208	SSA	0,882	348	9,54	7	3HA16+3HA14	10,65
3	-89,804	35	38	14,2	0,194	SSA	0,891	348	8,78	7	3HA16+3HA14	10,65
2	-78,652	35	38	14,2	0,169	SSA	0,905	348	7,57	7	3HA16+3HA14	10,65
1	-65,891	35	38	14,2	0,142	SSA	0,923	348	6,22	7	3HA16+3HA14	10,65
RDC	-53,632	35	38	14,2	0,116	SSA	0,938	348	4,98	7	3HA16+3HA14	10,65

Tableau VII.8 : Ferrailage des poutres principales en appuis.

b. Poutre secondaire : (30 x 35)➤ **En travée :**

Niveau	M_u (KN. m)	b (cm)	d (cm)	f_{bc} (MPa)	μ	OBC	β	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	47,265	30	33	14,2	0,170	SSA	0,906	348	5,35	5,25	3HA16	6,03
9	49,072	30	33	14,2	0,176	SSA	0,902	348	5,58	5,25	3HA16	6,03
8	49,548	30	33	14,2	0,178	SSA	0,901	348	5,64	5,25	3HA16	6,03
7	49,416	30	33	14,2	0,177	SSA	0,901	348	5,63	5,25	3HA16	6,03
6	50,739	30	33	14,2	0,182	SSA	0,899	348	5,79	5,25	3HA16	6,03
5	47,906	30	33	14,2	0,172	SSA	0,905	348	5,43	5,25	3HA16	6,03
4	46,259	30	33	14,2	0,166	SSA	0,909	348	5,22	5,25	3HA16	6,03
3	44,969	30	33	14,2	0,162	SSA	0,911	348	5,06	5,25	3HA16	6,03
2	40,022	30	33	14,2	0,144	SSA	0,922	348	4,45	5,25	3HA16	6,03
1	39,276	30	33	14,2	0,141	SSA	0,923	348	4,37	5,25	3HA16	6,03
RDC	29,322	30	33	14,2	0,105	SSA	0,944	348	3,19	5,25	3HA16	6,03

Tableau VII.9 : Ferrailage des poutres secondaires en travées.

➤ En appuis :

Niveau	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	f_{bc} (MPa)	μ	OBC	β	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	-73,274	30	33	14,2	0,263	SSA	0,844	348	8,91	5,25	3HA16+3HA14	10,65
9	-77,273	30	33	14,2	0,278	SSA	0,833	348	9,52	5,25	3HA16+3HA14	10,65
8	-76,362	30	33	14,2	0,274	SSA	0,836	348	9,37	5,25	3HA16+3HA14	10,65
7	-78,471	30	33	14,2	0,282	SSA	0,830	348	9,70	5,25	3HA16+3HA14	10,65
6	-79,635	30	33	14,2	0,286	SSA	0,827	348	9,88	5,25	3HA16+3HA14	10,65
5	-76,08	30	33	14,2	0,273	SSA	0,837	348	9,33	5,25	3HA16+3HA14	10,65
4	-72,955	30	33	14,2	0,262	SSA	0,845	348	8,86	5,25	3HA16+3HA14	10,65
3	-68,157	30	33	14,2	0,245	SSA	0,857	348	8,16	5,25	3HA16+3HA14	10,65
2	-58,511	30	33	14,2	0,210	SSA	0,881	348	6,82	5,25	3HA16+3HA14	10,65
1	-60,467	30	33	14,2	0,217	SSA	0,876	348	7,08	5,25	3HA16+3HA14	10,65
RDC	-67,149	30	33	14,2	0,241	SSA	0,860	348	8,01	5,25	3HA16+3HA14	10,65

Tableau VII.10 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.

VII.2.4. Vérifications à L'ELU :**a. Vérification de la condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Poutres principales : (35x40)

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times 35 \times 38 \frac{2,1}{400} = 1,60\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 1,60\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutres secondaire : (30x35)

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times 30 \times 33 \frac{2,1}{400} = 1,19\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 1,19\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

(Art A.5.1.211/BAEL91 modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} \text{ Avec } T_{\text{max}}: \text{effort tranchant}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \text{ Fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,20 \frac{25}{1,5}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3,33; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

✓ Poutre principales : (35x40)

$$T_{\text{max}} = 97,32\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{97,32 \times 10}{35 \times 38} = 0,73\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$T_{\text{max}} = 82,67\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{82,67 \times 10}{30 \times 33} = 0,83\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui :

(Art A.5.1.32 /BAEL91modifiée99)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 b d$$

✓ Poutre principales : (35x40)

$$T_{\max} = 97,32\text{KN} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} 0,9 \times 0,35 \times 0,38 \times 10^3 = 798\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$T_{\max} = 82,67\text{KN} \leq 0,4 \frac{25}{1,5} 0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 10^3 = 594\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

(Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0,9 d}$

$$\text{D'où } A_s \geq (T_u - \frac{M_u}{0,9 d}) \frac{1,15}{f_e}$$

✓ Poutre principales : (35x40)

$$T_{\max} = 97,32\text{KN}$$

$$M_{\max} = 104,207\text{KN.m}$$

$$\left(97,32 - \frac{104,207}{0,9 \times 0,38} \right) = -207,37 < 0$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$T_{\max} = 82,67\text{KN}$$

$$M_{\max} = 79,635\text{KN.m}$$

$$\left(82,67 - \frac{79,635}{0,9 \times 0,33} \right) = -185,46 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

(Art A.6.1.3 BAEL 91 / modifiées99)

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement ; $\Psi_s = 1,5$ (pour l'acier HA)

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = n \pi \varnothing$$

n : Nombre de barres.

✓ Poutre principales : (35x40)

$$T_{\max} = 97,32 \text{KN}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{97,67}{0,9 \times 38 \times 28,26} \times 10 = 1,01 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$T_{\max} = 82,67 \text{KN}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{82,67}{0,9 \times 33 \times 28,26} \times 10 = 0,98 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

f. Longueur de scellement droit des barres : (Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

$$\text{Pour } \varnothing 14 : L_s = 49,38 \text{cm} \quad \text{soit : } L_s = 50 \text{cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing 16 : L_s = 56,44 \text{cm} \quad \text{soit : } L_s = 60 \text{cm}$$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$.

$$\text{Pour } \varnothing 14 : L_c = 20 \text{cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing 16 : L_c = 24 \text{cm}$$

g. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_1\right)$$

Avec :

\varnothing_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

✓ Poutre principales : (35x40)

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1,4\right) = \min(1,14; 3,5; 1,4) = 1,14\text{cm}$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = \min(1; 3; 1,4) = 1\text{cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 8\text{mm}$

- **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4 \pi \varnothing_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{ cm})$$

✓ Poutre principales : (35x40)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{ cm}) = \min(34,2; 40\text{ cm}) = 34,2\text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{ cm}) = \min(29,7; 40\text{ cm}) = 29,7\text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7.5.2.2)

➤ **Zone nodal :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_1; 30\text{cm}\right)$

✓ Poutre principales : (35x40)

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

✓ Poutre principales : (35x40)

$$S_t \leq 20 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Poutre secondaire : (30x35)

$$S_t \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

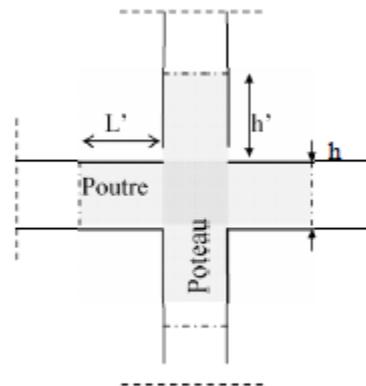


Figure VII.3 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

✓ Poutre principales de (35x40) : $L' = 2 \times 40 = 80$ [cm]

✓ Poutre secondaire de (30x35) : $L' = 2 \times 35 = 70$ [cm]

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

• **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t \geq 0,003 S_t b$$

✓ Poutre principales : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

On opte pour un cadre et un étrier donc $4\text{HA}8=2,01$ [cm]

VII.2.5. Vérifications à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- ✚ Etat limite d'ouverture des fissurations
- ✚ Etat limite de résistance du béton en compression.
- ✚ Etat limite de déformation.

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d}$$

❖ **Poutre principal : (35x 40)**➤ **En travée :**

Niveau	M_s	A_{st}	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
10	20.032	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	86.68	348	3.648	15	C.Vérifiée
9	20.085	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	86.91	348	3.657	15	C.Vérifiée
8	20.041	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	86.72	348	3.649	15	C.Vérifiée
7	19.676	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	85.14	348	3.583	15	C.Vérifiée
6	19.381	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	83.86	348	3.529	15	C.Vérifiée
5	19.254	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	83.32	348	3.506	15	C.Vérifiée
4	18.367	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	79.48	348	3.345	15	C.Vérifiée
3	18.236	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	78.91	348	3.321	15	C.Vérifiée
2	18.273	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	79.07	348	3.327	15	C.Vérifiée
1	20.888	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	90.38	348	3.804	15	C.Vérifiée
RDC	25.203	8,04	35	38	0.812	0.871	23.76	109.06	348	4.590	15	C.Vérifiée

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS pour les poutres principales.

➤ **En appuis :**

Niveau	M_s	A_{st}	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
10	-43.069	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	142.994	348	7.164	15	C.Vérifiée
9	-44.992	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	149.379	348	7.484	15	C.Vérifiée
8	-43.851	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	145.591	348	7.294	15	C.Vérifiée
7	-41.231	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	136.892	348	6.858	15	C.Vérifiée
6	-40.099	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	133.134	348	6.670	15	C.Vérifiée
5	-38.598	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	128.150	348	6.420	15	C.Vérifiée
4	-35.554	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	118.044	348	5.914	15	C.Vérifiée
3	-34.163	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	113.425	348	5.682	15	C.Vérifiée
2	-32.439	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	107.70	348	5.395	15	C.Vérifiée
1	-33.202	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	110.235	348	5.522	15	C.Vérifiée
RDC	-37.137	10.65	35	38	1.075	0.857	19.96	123.299	348	6.177	15	C.Vérifiée

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes en appuis à l'ELS pour les poutres principales.

❖ **Poutre secondaire : (30 x 35)**➤ **En travée :**

Niveau	M_s	A_{st}	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
10	18.458	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	125.947	348	5.504	15	C.Vérifiée
9	21.038	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	143.552	348	6.274	15	C.Vérifiée
8	18.672	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	127.407	348	5.568	15	C.Vérifiée
7	17.797	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	121.437	348	5.307	15	C.Vérifiée
6	17.424	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	118.892	348	5.196	15	C.Vérifiée
5	14.615	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	99.725	348	4.358	15	C.Vérifiée
4	12.07	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	82.359	348	3.599	15	C.Vérifiée
3	10.325	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	70.452	348	3.079	15	C.Vérifiée
2	7.178	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	48.978	348	2.140	15	C.Vérifiée
1	4.564	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	31.142	348	1.361	15	C.Vérifiée
RDC	2.567	6.03	30	33	0.861	0.868	22.88	17.515	348	0.765	15	C.Vérifiée

Tableau VII.13 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS pour les poutres secondaires

➤ En appuis :

Niveau	M_s	A_{st}	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
10	-34.462	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	137.907	348	8.695	15	C.Vérifiée
9	-34.679	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	138.776	348	8.750	15	C.Vérifiée
8	-33.774	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	135.154	348	8.521	15	C.Vérifiée
7	-33.759	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	135.094	348	8.517	15	C.Vérifiée
6	-34.546	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	138.243	348	8.716	15	C.Vérifiée
5	-34.911	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	139.704	348	8.808	15	C.Vérifiée
4	-34.856	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	139.484	348	8.794	15	C.Vérifiée
3	-35.611	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	142.505	348	8.985	15	C.Vérifiée
2	-36.133	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	144.594	348	9.116	15	C.Vérifiée
1	-43.474	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	173.971	348	10.969	15	C.Vérifiée
RDC	-47.761	10.65	30	33	1.521	0.838	15.86	191.126	348	12.050	15	C.Vérifiée

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes en appuis à l'ELS pour les poutres secondaire.

c. Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99)

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

❖ **Poutres principales :** La plus grande valeur de la flèche est dans la travée

$$L = 4,40\text{m}$$

$$f_{\max} = 0,042 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

Avec :

L : la portée mesurée entre nus d'appuis.

\bar{f} : La valeur limite de la flèche.

D'où $f_{\max} = 0,042 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Poutres secondaires :** La plus grande valeur de la flèche est dans la travée

$$L = 3,80\text{m}$$

$$f_{\max} = 0,026 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

Avec :

L : la portée mesurée entre nus d'appuis.

\bar{f} : La valeur limite de la flèche.

D'où $f_{\max} = 0,026 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

Ferrailage des poutres :➤ **Poutres principales :**✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales inférieures : **3HA16 (fil) + 1HA16 (chap)**
- Armatures longitudinales supérieures : **3HA16**
- Armatures transversale : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8**

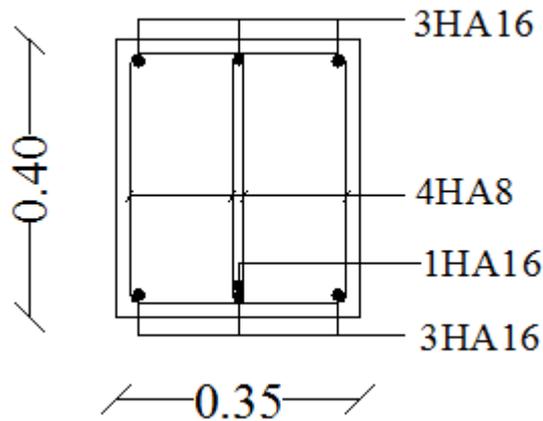


Figure VII.4 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : **3HA16 (fil) + 3HA14 (chap).**
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : **3HA16**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8**

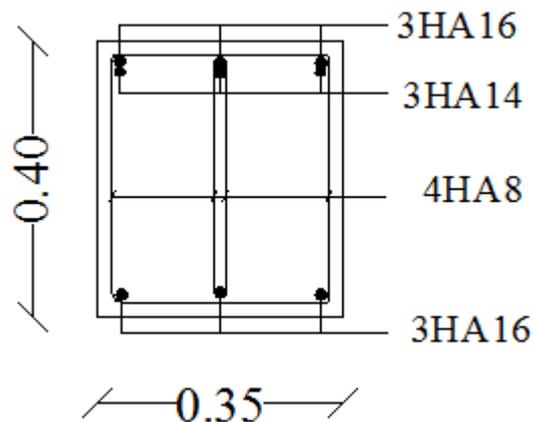


Figure VII.5 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale

➤ Poutres secondaires :✓ En travée :

- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : **3HA16**
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : **3HA16**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8**

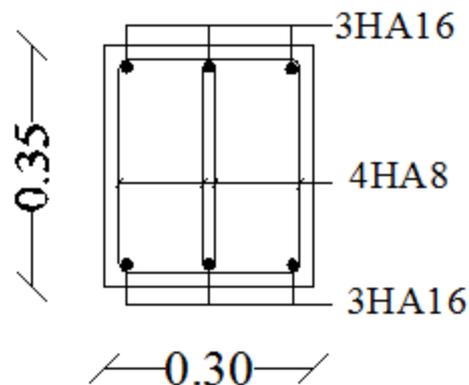


Figure VII.6 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : **3HA16 (fil) + 3HA14 (chap).**
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : **3HA16 + 3HA14**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8**

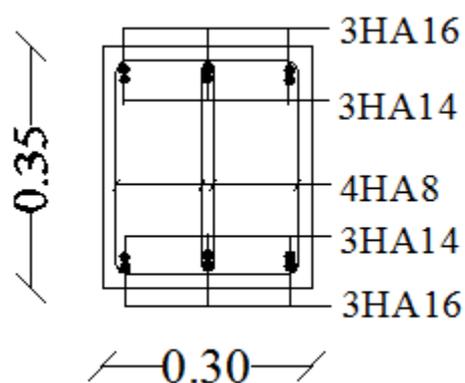


Figure VII.7 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VII.3. Ferrailage des voiles :**Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

RPA.99/modifié 2003 :

- $G + Q + E$
- $0,8G \pm E$

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VL1, VL2, VL7, VL8

Groupe II : VL3, VL4

Groupe III : VL5, VL6, VL9, VL10

Groupe IV : VL11 (salle machine).

Groupe V : VT1, VT2

Groupe VI : VT3, VT4

Groupe VII : VT5, VT6 (salle machine).

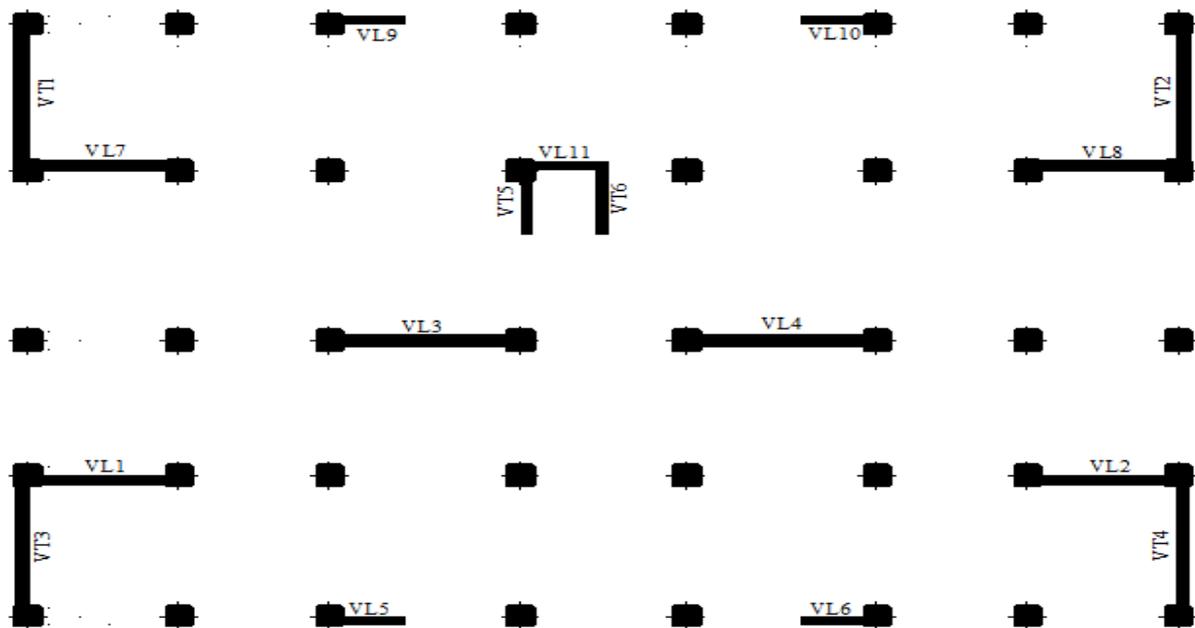


Figure VII.8 : *Disposition des voiles.*

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

- ✓ **Zone I :** (RDC, 1^{er} étage)
- ✓ **Zone II :** (2, 3 et 4^{ème} étage)
- ✓ **Zone III :** (5,6 et 7^{ème} étage)
- ✓ **Zone IV :** (8,9 et 10^{ème} étage)

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VII.3.1. Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : Bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

1) Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC).

- Section partiellement comprimé (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

L_t : La longueur de la zone tendue.

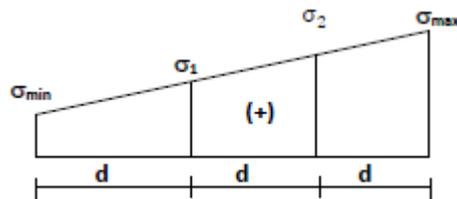
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \quad L_t = L - L_c$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec :

Figure VII.9 : Diagramme des contraintes d'une (SEC).

e : Epaisseur du voile.

Section d'armature :

$$A_v = \frac{N_i + B f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

Armature minimale : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99).}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\% \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99).}$$

b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

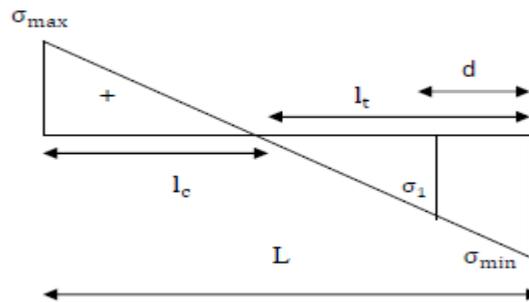


Figure VII.10 : Diagramme des contraintes d'une (SPC).

Section d'armature :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : \$\sigma_s\$: Contrainte de l'acier.

Armature minimale : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

\$A_{min} \geq A = 0,002B\$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

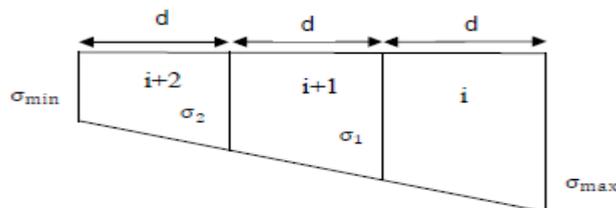


Figure VII.11 : Diagramme des contraintes d'une (SET).

Avec :

\$e\$: épaisseur du voile.

Section d'armature :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armature minimale : (BAEL art A4.2.1)

Compression du béton :

$$A_{min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimé.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{c28}}{f_e} \quad \text{avec : } B = d.e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu $\frac{A_{\min}}{B} \geq 0,2\%$

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99 :**

$$A_H \geq 0,15\% B$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : Section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4) Disposition constructives :

❖ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e ; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

❖ **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimale :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

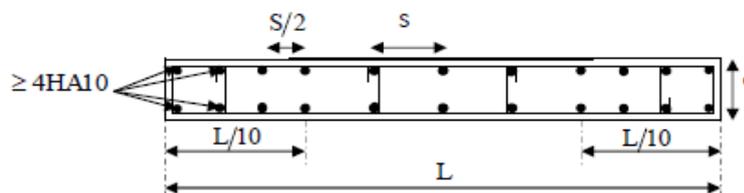


Figure VII.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

• **D'après le RPA99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d}$$

Avec : $V = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$

b: Épaisseur du voile.

d: Hauteur utile : $d=0.9h$.

h: Hauteur totale de la section brute

• **D'après le BAEL91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

VII.3.3. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression est inférieure à 15MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec : N_s : effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage de voile longitudinal VL1 de la zone I :

$$L = 3,00 \text{ m.}$$

$$e = 0,20 \text{ m.}$$

$$B = 0,60 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M V}{I} = +3594,55 \text{ KN/m}^2 \text{ (Compression)} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M V}{I} = -6245,35 \text{ KN/m}^2 \text{ (Traction)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{SPC}$$

Calcul de la longueur comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \rightarrow L_c = \frac{3594,55}{3594,55 + 6245,35} 3 = 1,10 \text{ m}$$

L_c : Longueur comprimée.

L : longueur du voile.

$L_c = 1,10 \text{ m} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée (**SPC**).

$$L_t = L - L_c = 1,90 \text{ m}$$

Détermination de la longueur de la bande (d) :

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = \frac{L_t}{2} = \frac{1,90}{2} = 0,952 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \sigma_{\min} \rightarrow \sigma_1 = \frac{1,90 - 0,952}{1,90} 6245,35 \rightarrow \sigma_1 = 3122,675 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6245,35 + 3122,675}{2} \times 0,952 \times 0,20 = 891,88 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3122,675}{2} \times 0,952 \times 0,20 = 297,293 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

➤ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{891,88}{40} = 22,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{297,293}{40} = 7,43 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0,002B; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

Tel que : $B = d \times e$

$$A_{\min} = 10 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures horizontales :

• D'après le RPA 99 :

$$A_{H\min} \geq 0,15\% B = 2,86 \text{ cm}^2$$

• D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{27,7}{4} = 6,93 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm²

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_u$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 V_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 437,1 \times 10}{400} = 16,83 \text{ cm}^2$$

➤ Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 22,30 + \frac{16,83}{4} = 26,50 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,43 + \frac{16,83}{4} = 11,64 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adopté sur toute la surface du voile est :

1^{er} bande : $2 \times 9\text{HA}14 = 27,7 \text{ cm}^2$

2^{eme} bande : $2 \times 5\text{HA}14 = 15,4 \text{ cm}^2$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 V_u \text{ calcul}$$

$$d = 0,9 h$$

$$\tau_b = \frac{1,4 V_u}{b_0 0,9 h} = 1,133 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,133 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b d} = 0,809 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,809 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de ferrailage :

Ferrailage du VL1, VL2, VL7 et VL8 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L(m)	3	3	3	3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3594.55	2122	1849.02	3081.33	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6245.35	-5187.76	-3700.57	-3569.57	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	437.1	376.26	290.37	181.67	
	L _t (m)	1.90	2.13	2.00	1.61	
	L _c (m)	1.10	0.87	1.00	1.39	
	d (m)	0.952	1.065	1.000	0.805	
	σ_1 [KN/m ²]	3122.675	2593.880	1850.285	1784.785	
	N (kN)	N ₁	891.88	828.40	555.21	431.06
		N ₂	297.293	276.133	185.071	143.685
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22.30	20.71	13.88	10.78
		A _{v2}	7.43	6.90	4.63	3.59
	A _{vj} (cm ²)		16.83	14.49	11.18	6.99
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	26.50	24.33	16.68	12.52
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.64	10.52	7.42	5.34
	A _{min} (cm ²)		10.00	11.18	10.50	8.45
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27.7	27.7	20.36	14.12
		Bonde 2	15.4	11.3	11.3	11.3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA14	2x 9HA14	2x 9HA12	2x 9HA10
		Bonde 2	2x 5HA14	2x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.86	3.19	3.00	2.42
	A _H /nappe (cm ²)		6.93	6.93	5.09	3.53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14/nappe	5HA14/nappe	5HA12/nappe	5HA10/nappe
	ep =20cm		(A=7.70cm²)	(A=7.70cm²)	(A=5.65cm²)	(A=3.93cm²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.809	0.697	0.538	0.336
		τ_b (MPa)	1.133	0.975	0.753	0.471
	ELS	N _s (kN)	1325.4	1083.56	769.35	409.21
		σ_b (MPa)	1.99	1.65	1.19	0.64

Ferrailage du VL3 et VL4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L(m)	3.8	3.8	3.8	3.8		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.76	0.76	0.76	0.76		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3216.79	3548.43	2521.92	4509.31		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6088.25	-6320.51	-4043.77	-4923.19		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	530.03	423.09	331.41	228.8		
	L _t (m)	2.49	2.43	2.34	1.98		
	L _c (m)	1.31	1.37	1.46	1.82		
	d (m)	1.243	1.217	1.170	0.992		
	σ_1 [KN/m ²]	3044.125	3160.255	2021.885	2461.595		
	N (kN)	N ₁	1135.30	1153.66	709.80	732.34	
		N ₂	378.434	384.554	236.601	244.112	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	28.38	28.84	17.75	18.31	
		A _{v2}	9.46	9.61	5.92	6.10	
	A _{vj} (cm ²)		20.41	16.29	12.76	8.81	
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	33.48	32.91	20.93	20.51	
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	14.56	13.69	9.10	8.31	
	A _{min} (cm ²)		13.05	12.78	12.29	10.41	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	33.86	33.86	24.88	24.88	
		Bonde 2	15.4	15.4	15.4	11.3	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 11HA14	2x 11HA14	2x 11HA12	2x 11HA12
			Bonde 2	2x 5HA14	2x 5HA14	2 x 5HA14	2 x 5HA12
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.73	3.65	3.51	2.98		
A _H /nappe (cm ²)		8.47	8.47	6.22	6.22		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14/nappe	6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe		
ep =20cm		(A=9.23cm²)	(A=9.23cm²)	(A=6.78cm²)	(A=6.78cm²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.775	0.619	0.485	0.335	
		τ_b (MPa)	1.085	0.866	0.678	0.468	
	ELS	N _s (kN)	2128.17	1823.2	1323.19	722.12	
		σ_b (MPa)	2.55	2.19	1.61	0.89	

Ferrailage du VL5, VL6, VL9 et VL10 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.3	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1439.68	170.34	782.07	3000.57	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3970.85	-3091.87	-3432.87	-3737.99	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	106.87	71.26	70.78	73.02	
	L _t (m)	1.10	1.42	1.22	0.83	
	L _c (m)	0.40	0.38	0.28	0.67	
	d (m)	0.550	0.711	0.611	0.416	
	σ_1 [KN/m ²]	1985.425	1545.935	1716.435	1868.995	
	N (kN)	N ₁	327.85	329.67	314.54	233.27
		N ₂	109.284	109.891	104.847	77.757
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.20	8.24	7.86	5.83
		A _{v2}	2.73	2.75	2.62	1.94
	A _{vj} (cm ²)		4.11	2.74	2.73	2.81
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9.22	8.93	8.54	6.53
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.76	3.43	3.30	2.65
	A _{min} (cm ²)		5.78	7.46	6.41	4.37
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.24	9.24	9.24	6.78
Bonde 2		9.24	9.24	6.78	4.7	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12
		Bonde 2	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.65	2.13	1.83	2.00
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	2.31	2.31	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA10/nappe
	ep =20cm		(A=3.39cm²)	(A=3.39cm²)	(A=3.39cm²)	(A=2.35cm²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.396	0.264	0.262	0.270
		τ_b (MPa)	0.554	0.369	0.367	0.379
	ELS	N _s (kN)	701.48	665.52	489.83	265.38
		σ_b (MPa)	2.14	2.03	1.51	0.84

Ferrailage du VL11 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.71	1.71	1.71	1.71	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.342	0.342	0.342	0.342	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5975.32	465.65	162.02	73.32	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4715.39	-2818.42	-1994.12	-913.72	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	254.42	140.79	130.06	90.02	
	L _t (m)	0.75	1.47	1.58	1.58	
	L _c (m)	0.96	0.24	0.13	0.13	
	d (m)	0.377	0.734	0.791	0.791	
	σ_1 [KN/m ²]	2357.695	1409.210	997.060	456.860	
	N (kN)	N ₁	266.74	310.21	236.53	108.48
		N ₂	88.913	103.403	78.843	36.160
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.67	7.76	5.91	2.71
		A _{v2}	2.22	2.59	1.97	0.90
	A _{vj} (cm ²)		9.80	5.42	5.01	3.47
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9.12	9.11	7.17	3.58
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.67	3.94	3.22	1.77
	A _{min} (cm ²)		3.96	7.70	8.30	8.31
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.24	9.24	9.24	9.24
Bonde 2		9.24	9.24	9.24	9.24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14
		Bonde 2	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.13	2.20	2.37	2.37
	A _H /nappe (cm ²)		2.31	2.31	2.31	2.31
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.827	0.457	0.423	0.292
		τ_b (MPa)	1.157	0.640	0.592	0.409
	ELS	N _s (kN)	850.14	553.38	406.54	218.66
		σ_b (MPa)	2.30	1.50	1.10	0.59

Ferrailage du VT1 et VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L(m)	3.8	3.8	3.8	3.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.76	0.76	0.76	0.76	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4320.89	4355.93	2257.83	1653.66	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6342.62	-6342.74	-3996.08	-2244.96	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	669.24	666.13	490.15	295.95	
	L _t (m)	2.26	2.25	2.43	2.19	
	L _c (m)	1.54	1.55	1.37	1.61	
	d (m)	1.130	1.126	1.214	1.094	
	σ_1 [KN/m ²]	3171.310	3171.370	1998.040	1122.480	
	N (kN)	N ₁	1075.18	1071.69	727.72	368.43
		N ₂	358.394	357.230	242.572	122.809
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26.88	26.79	18.19	9.21
		A _{v2}	8.96	8.93	6.06	3.07
	A _{vj} (cm ²)		25.77	25.65	18.87	11.39
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	33.32	33.20	22.91	12.06
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	15.40	15.34	10.78	5.92
	A _{min} (cm ²)		11.87	11.83	12.75	11.49
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	36.94	36.94	27.14	18.84
Bonde 2		15.4	15.4	15.4	15.4	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x12HA14	2x12HA14	2x12HA12	2x 12HA10
		Bonde 2	2x5HA14	2x 5HA14	2 x 5HA14	2 x 5HA14
	S _t (cm)	Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.39	3.38	3.64	3.28
	A _H /nappe (cm ²)		9.24	9.24	6.79	4.71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14/nappe	7HA14/nappe	7HA12/nappe	7HA10/nappe
	ep =20cm		(A=10.77cm²)	(A=10.77cm²)	(A=7.92cm²)	(A=5.49cm²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.978	0.974	0.717	0.433
		τ_b (MPa)	1.370	1.363	1.003	0.606
	ELS	N _s (kN)	1545.51	1347.38	966.94	510.57
		σ_b (MPa)	1.84	1.61	1.17	0.63

Ferrailage du VT3 et VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L(m)	3.65	3.65	3.65	3.65	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.73	0.73	0.73	0.73	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6307.68	4310.87	2292.49	1571.06	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7300.18	-6482.95	-3948.33	-2132.56	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	642.62	636.56	466.41	284.52	
	L _t (m)	1.96	2.19	2.31	2.10	
	L _c (m)	1.69	1.46	1.34	1.55	
	d (m)	0.979	1.096	1.155	1.051	
	σ_1 [KN/m ²]	3650.090	3241.475	1974.165	1066.280	
	N (kN)	N ₁	1072.09	1065.92	683.82	336.15
		N ₂	357.363	355.306	227.939	112.049
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26.80	26.65	17.10	8.40
		A _{v2}	8.93	8.88	5.70	2.80
	A _{vj} (cm ²)		24.74	24.51	17.96	10.95
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	32.99	32.77	21.58	11.14
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	15.12	15.01	10.19	5.54
	A _{min} (cm ²)		10.28	11.51	12.12	11.03
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36.94	36.94	27.14	18.84
Bonde 2		15.4	15.4	15.4	11.3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x12HA14	2x12HA14	2x12HA12	2x12HA10
		Bonde 2	2x 5HA14	2x 5HA14	2 x 5HA14	2 x 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.94	3.29	3.46	3.15
	A _H /nappe (cm ²)		9.24	9.24	6.79	4.71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14/nappe	7HA14/nappe	7HA12/nappe	7HA10/nappe
ep =20cm		(A=10.77cm²)	(A=10.77cm²)	(A=7.92cm²)	(A=5.49cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.978	0.969	0.710	0.433
		τ_b (MPa)	1.369	1.356	0.994	0.606
	ELS	N _s (kN)	1514.94	1260.47	905.43	476.76
σ_b (MPa)		1.87	1.56	1.14	0.62	

Ferrailage du VT5 et VT6 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.88	1.88	1.88	1.88	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.376	0.376	0.376	0.376	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2653.78	860.24	127.9	363.88	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4378.24	-3656.45	-1390.9	-964.42	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	228.78	111.67	119.58	108.55	
	L _t (m)	1.17	1.52	1.72	1.36	
	L _c (m)	0.71	0.36	0.16	0.52	
	d (m)	0.585	0.761	0.861	0.682	
	σ_1 [KN/m ²]	2189.120	1828.225	695.450	482.210	
	N (kN)	N ₁	384.36	417.37	179.60	98.73
		N ₂	128.120	139.122	59.867	32.910
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.61	10.43	4.49	2.47
		A _{v2}	3.20	3.48	1.50	0.82
	A _{vj} (cm ²)		8.81	4.30	4.60	4.18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.81	11.51	5.64	3.51
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.41	4.55	2.65	1.87
	A _{min} (cm ²)		6.15	7.99	9.04	7.17
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.3	12.3	9.04	9.04
Bonde 2		9.24	9.24	9.24	9.04	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
		Bonde 2	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.76	2.28	2.58	2.05
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.08	2.26	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=2.35cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.676	0.330	0.353	0.321
		τ_b (MPa)	0.946	0.462	0.495	0.449
	ELS	N _s (kN)	892.74	666.71	450.65	242.55
σ_b (MPa)		2.19	1.63	1.12	0.60	



Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

❖ Fondations profondes :

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{bars}$.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

Type d'ouvrage à construire.

Les caractéristiques du sol.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La charge totale transmise au sol.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux de sous sol.

$$A \times B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Homothétie des dimensions :

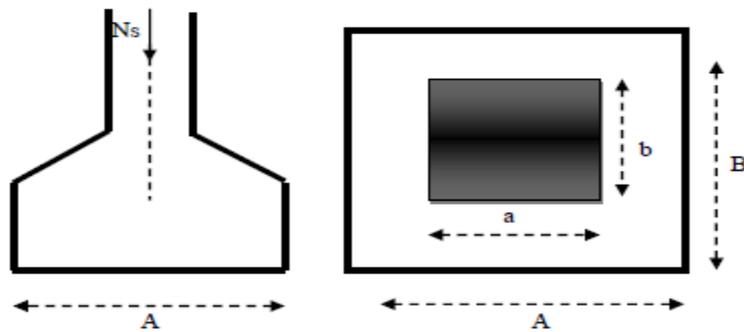


Figure VIII.1 : Schéma de la semelle isolée.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A=B$$

$$D'où : B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Le poteau le plus sollicité : $N_{ser} = 954,32 \text{ KN}$.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{954,32}{200}} = 2,18 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

2. Semelle filante :



a. Semelle filante sous voile :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge revenue au voile considérée

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S= BxL (m ²)
VL1	1384.54	3	2.31	6.93
VL2	1392.92	3	2.32	6.96
VL3	1475.59	3.8	1.94	7.37
VL4	1608.85	3.8	2.12	8.05
VL5	616.390	1.5	2.05	3.07
VL6	615.99	1.5	2.05	3.07
VL7	1485.38	3	2.47	7.41
VL8	1467.36	3	2.44	7.32
VL9	619.62	1.5	1.03	1.54
VL10	613.12	1.5	2.04	3.06
VL11	1277.94	1.71	3.73	6.37
La somme de S : 61.15				

Tableau VIII.1 : Surface de semelle filante sous voile (sens longitudinal)

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S= BxL (m ²)
VT1	1512.48	3.8	1.99011053	7.56
VT2	1494.59	3.8	1.96656974	7.47
VT3	1461.44	3.65	2.00198082	7.30
VT4	1441.18	3.65	1.97422329	7.20
VT5	765.45	1.88	2.03579521	3.82
VT6	550.54	1.88	1.46420213	2.75
La somme de S : 36.12				

Tableau VIII.2 : Surface de semelle filante sous voile (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S = \sum S_i = 61.15 + 36.12 = 97.27 \text{ m}^2$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N_s (KN)	e_i (m)	M (KN.m)	$N_s x e_i$
P1	1228.28	4.32	399.54	5306.17
P2	855.21	-0.43	0.26	-367.74
P3	1466.32	2.25	7.71	3299.22
P4	954.32	-1.10	1.14	-1049.75
P5	1222.55	-4.36	404.65	-5330.31
Somme	5726.68	0.68	813.32	1857.59

Tableau VIII.3 : Résultat des charges sous poteaux

La charge totale transmise par les poteaux est : 5726.68 KN

❖ **Exemple de calcul :**

Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + M_i}{R} = \frac{1857.59 + 813.32}{5726.68}$$

$$e = 0.35 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.55}{6} = 3.09 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5726.68}{18.55} \left(1 - \frac{6 \times 0.35}{18.55}\right) = 273.83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5726.68}{18.55} \left(1 + \frac{6 \times 0.35}{18.55}\right) = 343.66 \text{ KN/ml}$$

$$q(L/4) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{5726.68}{18.55} \left(1 + \frac{3 \times 0.47}{18.55}\right) = 314.71 \text{ KN/ml}$$

Avec :

L : largeur totale de la structure

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{314.71}{200} = 1.63\text{m} \rightarrow B=1.65\text{m}$$

On aura donc, $S_p = 1.65 \times 18.55 = 30.61\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 8 \times 30.61 + 97.26 = 342.14\text{m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré

La surface totale de bâtiment : $S_b = 372.50\text{m}^2$

$$\frac{S_t}{S_b} = \frac{342.14}{372.50} = 0.91$$

La surface totale des semelles représente 91% de la surface de bâtiment.

Conclusion :

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour **un radier nervuré** comme fondation de notre bâtiment.

VIII.3. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

Rigide en son plan horizontal

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)

Facilité de coffrage

Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

1. Pré dimensionnement du radier :**a. Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25[cm] ($h_{min} \geq 25[cm]$)

b. Selon la condition forfaitaire :**❖ Sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{380}{8} \leq h_r \leq \frac{380}{5} \Rightarrow 47,5 \leq h_r \leq 76$$

On prend $h_r = 60 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux :**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22\text{cm.}$$

On prend : $h_d = 30\text{cm}$

La dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$8.8 \leq h_t \leq 11$$

On prend : $h_t = 10\text{cm}$

La nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

c. Condition de longueur d'élasticité :

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times k}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40\text{MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.40\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.88\text{m} = 88\text{cm}$$

On prend : $h_n=90\text{cm}$

La largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend : $b_n=55\text{cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90\text{cm}$hauteur de la nervure.

$b_n = 55\text{cm}$largeur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$hauteur de la dalle.

$h_t = 10\text{cm}$hauteur de la dalle flottante.

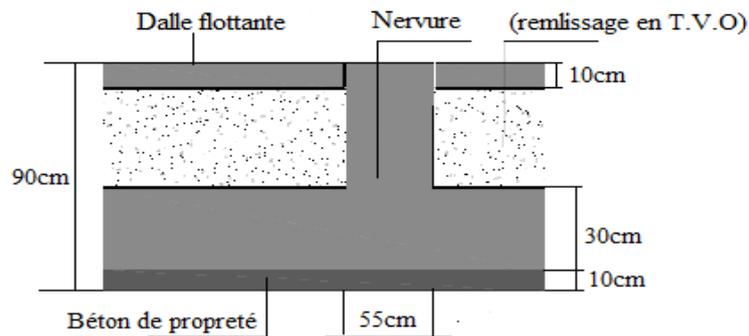


Figure VIII.2 : Coupe verticale de radier.

2. Détermination des sollicitations :

- Charge permanente : $G = 36890.56 \text{KN}$
- Charge d'exploitation : $Q = 7030.84 \text{KN}$.

Combinaison d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 60347.98 \text{KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 43921.40 \text{KN}$$

3. Détermination de la surface du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{60347.98}{1.33 \times 200} = 226.87 \text{m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{43921.40}{200} = 219.61 \text{m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 226.87 \text{m}^2$$

$$S_{bat} = 372.50 \text{m}^2 > S_{rad} = 226.87 \text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{débord}$), comme nous l'impose le **BAEL91 modifiée99**. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{cm}\right) = 45 \text{cm}$$

Soit un débord de largeur : $L_{déb} = 50 \text{cm}$

La surface de radier devient :

$$S_{déb} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{déb} = (26.60 + 18.55) \times 2 \times 0.50 = 45.15 \text{m}^2$$

Donc, on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 45.15 + 372.50$$

Donc: $S_{rad} = 417.65\text{m}^2$

4. Calcul des efforts à la base du radier :

a. charge permanente :

Poids du bâtiment:

$$G_{bat}=36890.56\text{KN}$$

Poids du radier:

P_{rad} = Poids de la dalle flottante + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle

Poids de la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{rad} \times \rho_b \times e_p$$

$$P_{df} = 417.65 \times 25 \times 0.1$$

$$P_{df} = 1044.12\text{KN}$$

Poids du T.V.O:

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{T.V.O}$$

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times m$$

$$S_{ner} = 0.55 \times 26.60 \times 5 + 0.55 \times 18.55 \times 8$$

$$S_{ner} = 154.77\text{m}^2$$

$$P_{TVO} = (417.65 - 154.77) \times (0.90 - 0.30) \times 17$$

$$P_{TVO} = 2681.38\text{KN}$$

Avec:

Poids volumique du TVO est égale : $\rho_{T.V.O} = 17\text{KN/m}^3$

Poids des nervures :

$$P_{ner} = [b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)] \times \rho_b$$

$$P_{ner} = [0.55 \times (0.90 - 0.30) \times (26.60 \times 5 + 18.55 \times 8)] \times 25$$

$$P_{ner} = 2321.55\text{KN}$$

Poids de la dalle:

$$P_d = 417.65 \times 0.30 \times 25$$

$$P_d = 3132.37\text{KN}$$

Poids totale du radier:

$$G_{rad} = 1044.12 + 2681.38 + 2321.55 + 3132.37$$

$$G_{rad} = 9179.42\text{KN}$$

b. La surcharge du bâtiment et du radier:

$$Q_{bat} = 7030.84\text{KN}$$

$$Q_{rad} = 4 \times 372.50 = 1490\text{KN}$$

c. Poids totale du radier:

$$G = G_{bat} + G_{rad} = 36890.56 + 9179.42$$

$$G = 46069.98 \text{ KN}$$

$$Q = Q_{bat} + Q_{rad} = 7030.84 + 1490$$

$$Q = 8520.84 \text{ KN}$$

d. Combinaison d'actions :

$$\text{L'ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 74975.73 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS: } N_s = G + Q = 54590.82 \text{ KN}$$

VIII.4. Vérification :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15x f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u^{max} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{74975.73 \times 1}{417.65} \times \frac{4.40}{2} = 394.94 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15x f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{394.94 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

b. Vérification de la stabilité de radier:**Calcul de centre de gravité de radier:**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.30 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 9.27 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

$X_i ; Y_i$: Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{26.60 \times 18.55^3}{12} = 14149.21 \text{ m}^3$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{18.55 \times 26.60^3}{12} = 29094.28 \text{ m}^3$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) du aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

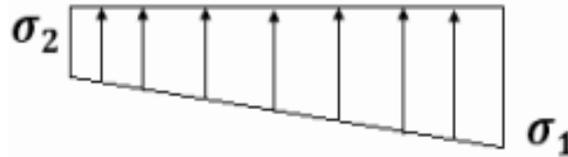


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes

Solicitations		M_0 (KNm)	T_0 (KN)	h (m)	M (KNm)
Sens	XX	6762.61	2827.71	0.90	9307.55
	YY	6761.56	2734.90	0.90	9222.97

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V \text{ et } N_u = 74975.73 \text{ KN et } N_s = 54590.82 \text{ KN}$$

On doit vérifier, les conditions suivantes:

L'ELU: $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

L'ELS: $\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 6762,613 + 2827,71 \times 0,90 = 9307,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 6761,56 + 2734,9 \times 0,90 = 9222,97 \text{ KN.m}$$

A L'ELU :

Sens longitudinal (x-x) :

$$N_u = 74975.73 \text{ KN} ; \quad M_{xx} = 9307,55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_{XX}}{I_{yy}} X_G = \frac{74975.73}{417.65} + \frac{9307.55}{29094.28} 13,3 = 183.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_{XX}}{I_{yy}} X_G = \frac{74975.73}{417.65} - \frac{9307.55}{29094.28} 13,3 = 175.27 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3(183.77) + 175.27}{4} = 181.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 181.64 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{sol} = 1,33 (200) = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

Sens transversal (y-y) :

$$N_u = 74975.73 \text{ KN} ; M_{yy} = 9222,97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{74975.73}{417.65} + \frac{9222,97}{14149,21} 9,27 = 185.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{74975.73}{417.65} - \frac{9222,97}{14149,21} 9,27 = 173.48 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3(185,56) + 173,48}{4} = 182.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 182.54 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{sol} = 1,33 (200) = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

A L'ELS :

Sens longitudinal (x-x) :

$$N_s = 54590.82 \text{ KN} ; M_{XX} = 9307,55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_{XX}}{I_{yy}} X_G = \frac{54590.82}{417.65} + \frac{9307.55}{29094.28} 13,3 = 134.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_{XX}}{I_{yy}} X_G = \frac{54590.82}{417.65} - \frac{9307.55}{29094.28} 13,3 = 126.46 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3(134.96) + 126.46}{4} = 132.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 132.83 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

Sens transversal (y-y) :

$$N_s = 54590.82 \text{ KN} ; M_{yy} = 9222,97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{54590.82}{538,58} + \frac{9222,97}{14149,21} 9,27 = 136.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} Y_G = \frac{54590,82}{538,58} - \frac{9222,97}{14149,21} 9,27 = 124,67 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3(192,74) + 180,66}{4} = 133,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 133,73 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

On resume les resultants ci- dessus dans le tableau suivant:

	Contrainte	ELU	ELS	Condition
Sens	XX	181.64	132.83	CV
	YY	182.54	133.73	CV

c. Vérification au poinçonnement:

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a: Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile

h : Hauteur de la nervure égale à 0.90 m.

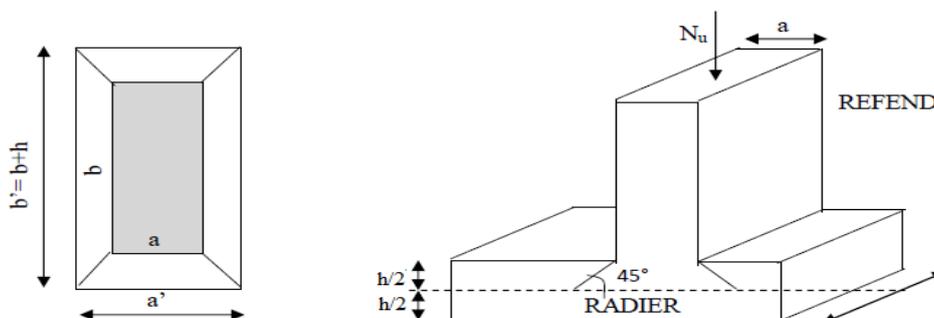


Figure VIII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ **Calcul du périmètre utile μ_c :****Poteaux** : (le poteau le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2(0.45 \times 0.45 + 2 \times 0.90) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1319.62 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.90 \times 25000}{1.5} = 3645 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

Voile : (le voile le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2(0.2 + 3.80 + 2 \times 0.90) = 11.60 \text{ m}$$

$$N_u = 2044.04 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 11.60 \times 0.90 \times 25000}{1.5} = 7830 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

d. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$P > P'$, avec :

$$P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha = 1.5$: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.90 \text{ m}$)

$$P' = 1.5 \times 10 \times 417.65 \times 0.90 = 5638.27 \text{ KN}$$

$$P = 38161.95 > P' = 5638.27 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure

VIII.5. Ferrailage de radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL91** pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

On distingue deux cas :

1^{er}cas: Si $\rho < 0.4$ → Le panneau travaille suivant un seul sens

$$M_0^x = q_u x \frac{L_x^2}{8} \quad M_0^y = 0$$

2^{eme}cas: Si $0.4 < \rho < 1$ → Le panneau travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la petite portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnée par les tables de **PIGEAUD**

Avec:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque:

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a. Identification du panneau le plus sollicité:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.40} = 0.86 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.049 \\ U_y = 0.693 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

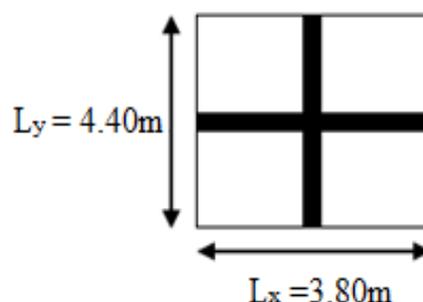


Figure VIII.5 : Entre axe du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A L'ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(182.54 - \frac{9179.42}{417.65}\right) \times 1\text{ml} = 160.56\text{KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(133.73 - \frac{9179.42}{417.65}\right) \times 1\text{ml} = 111.75\text{KN/ml.}$$

b. Calcul du moment isostatique à l'ELU :

$$M_x = 0.049 \times 160.56 \times 3.80^2 = 113.60\text{KNm}$$

$$M_y = 0.693 \times 113.60 = 78.72\text{KNm}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires

Moment aux appuis: $M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 113.60 = 56.80\text{KNm}$

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 113.60 = 85.20\text{KNm} \\ M_y^t = 0.75 \times 78.72 = 59.04\text{KNm} \end{cases}$$

VIII.5.1. Ferrailage à l'ELU:

❖ Sens longitudinal:(x-x)

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.80 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ax} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56.80 \times 10^3}{0.972 \times 27 \times 348} = 6.22\text{cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7,70 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{85.20 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.082 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{85.20 \times 10^3}{0.957 \times 27 \times 348} = 9.47\text{cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ Sens transversal : (y-y)Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.80 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ax} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56.80 \times 10^3}{0.972 \times 27 \times 348} = 6.22 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7,70 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59.04 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.057 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{tx} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.08 \times 10^3}{0.970 \times 27 \times 348} = 6.48 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7,70cm²/ml** avec un espacement de 20cm

Sens	Zone	M(KNm)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	ferrillage	A_u Adoptée	S_t (cm)
X-X	Au appuis	56.80	0.054	SSA	0.972	6,22	5HA14	7,70	20
	En travée	85.20	0.082	SSA	0.957	9,47	5HA16	10,05	20
Y-Y	Au appuis	56.80	0.054	SSA	0.972	6,22	5HA14	7,70	20
	En travée	59.04	0.057	SSA	0.970	6,48	5HA14	7,70	20

Tableau VIII.4: Récapitulatif des resultants dans les deux sens

❖ Vérification à l'ELU:a. Condition de non fragilité du béton:

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens (XX):

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} ; \text{avec: } \omega_x = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$A_{min}^x = \frac{bh \times \omega_0 \times (3-\rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3-0.86}{2}\right) = 1.07 \text{ cm}^2$$

Sens YY:

$$\omega_y \geq \omega_0 ; \text{avec: } \omega_y = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$A_{min}^y = \omega_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appuis dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\text{ado}}^x = 7,70\text{cm}^2 > A_{\text{min}}^x = 1.07\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{ado}}^y = 7,70\text{cm}^2 > A_{\text{min}}^y = 2.4\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ **En travée:**

$$A_{\text{ado}}^x = 10.05\text{cm}^2 > A_{\text{min}}^x = 1.07\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{ado}}^y = 7,70\text{cm}^2 > A_{\text{min}}^y = 2.4\text{cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

b. Espacement des armatures :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = \text{min}\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \text{Min}\{4h, 45\text{cm}\} = \text{min}\{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \rightarrow \text{CV}$$

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :**Sens XX :**

$$V_u = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{2684.56}{3 \times 4.40} = 203.37\text{KN}$$

$$\text{Avec : } P = q_u \times L_x \times L_y = 160.56 \times 3.80 \times 4.40 = 2684.56\text{KN/m}^2$$

Sens YY :

$$V_u = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{2684.56}{3 \times 4.40} = 203.37\text{KN}$$

$$V_u = \frac{P}{2 \times L_y + L_x} = \frac{2684.56}{2 \times 4.40 + 3.80} = 213.06\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{213.06 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.79 \leq \bar{\tau}_u = \text{min}\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}, 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

VIII.5.2. Vérification à L'ELS :**a. Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.40} = 0.86 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.056 \\ U_y = 0.791 \end{cases}$$

$$M_x = 0.056 \times 111.75 \times 3.80^2 = 90.36 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0.791 \times 90.36 = 71.47 \text{ kNm}$$

Sens longitudinal :

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = 0.5 \times 90.36 = 45.18 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment en travées : } M_x^t = 0.75 \times 90.36 = 67.77 \text{ kNm}$$

Sens transversal :

$$\text{Moment aux appuis : } M_y^a = 0.5 \times 90.36 = 45.18 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment en travées : } M_y^t = 0.75 \times 71.47 = 53.60 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
XX	Appuis	45.18	7.70	0.275	0.917	45.24	228.52	5.05	15	CV
	Travée	67.77	10.05	0.359	0.907	38.76	265.53	6.85		CV
YY	Appuis	45.18	7.70	0.275	0.917	45.24	228.52	5.05		CV
	Travée	53.60	7.70	0.275	0.917	45.24	228.52	5.05		CV

VIII.6. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barre de 1 mètre de longueur.

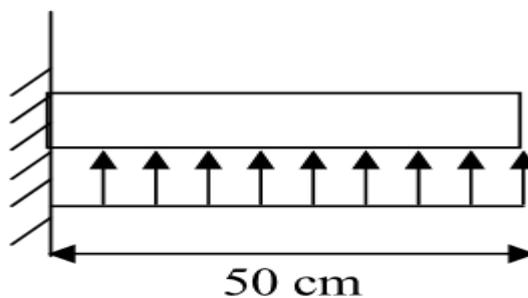


Figure VIII.6: Schéma statique du débord.

VIII.6.1. Sollicitations de calcul:L'ELU : $q_u = 160.56 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{160.56 \times 0.5^2}{2} = 20.07 \text{ KN.m}$$

L'ELS : $q_s = 111.75 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{111.75 \times 0.5^2}{2} = 13.97 \text{ KN.m}$$

VIII.6.2. Calcul des armatures :❖ **Armatures principales :** $b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.07 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.07 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

 $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 15 \text{ cm.}$ ❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

VIII.6.3. Vérification à l'ELU :❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

 $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$ **VIII.6.4. Vérification à l'ELS :**❖ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 27} = 0.125$$

$$\rho_1 = 0.125 \rightarrow \beta_1 = 0.941 \rightarrow K_1 = 69.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \sigma_{st} = \frac{13.97 \times 10^6}{0.941 \times 270 \times 348} = 158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{158}{69.75} = 2.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 158 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII.7. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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.

a. 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 à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdale/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

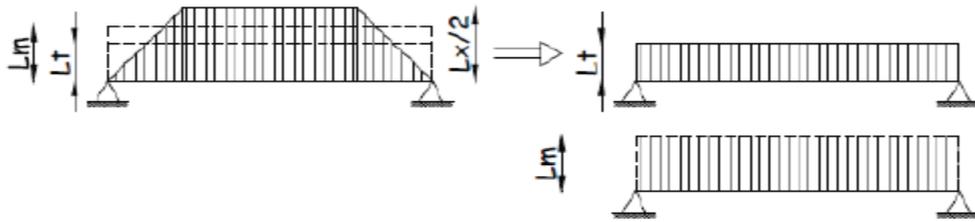


Figure VIII.7: *Présentation de chargement simplifiée*

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

❖ **Cas de chargement trapézoïdale:**

Moment fléchissant: $L_m = L_x \left(0.5 \cdot \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant: $L_t = L_x \left(0.5 \cdot \frac{\rho^2}{4}\right)$

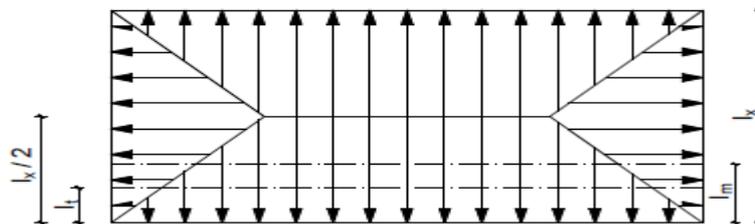


Figure VIII.8: *Répartition trapézoïdale*

❖ **Cas de chargement triangulaire:**

Moment fléchissant: $L_m = 0.333 \times L_x$

Effort tranchant: $L_t = 0.25 \times L_x$

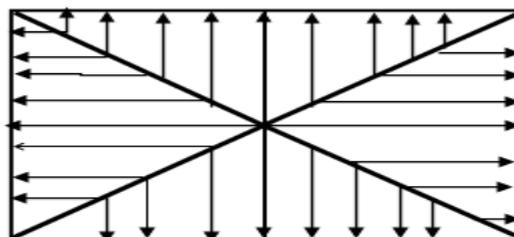


Figure VIII.9: *Répartition triangulaire*

❖ Charge à considérer:

Pour le moment fléchissant:

$$q_{um}=q_u \times L_m \text{ et } q_{sm}=q_s \times L_m$$

Pour l'effort tranchant:

$$q_{ut}=q_u \times L_t \text{ et } q_{st}=q_s \times L_t$$

Sens longitudinal:

$$q_{um}=q_u \times L_m=160.56 \times 1.432 \times 2=459.84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sm}=q_s \times L_m=111.75 \times 1.432 \times 2=320.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ut}=q_u \times L_t=160.56 \times 1.197 \times 2=384.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{st}=q_s \times L_t=111.75 \times 1.197 \times 2=267.53 \text{ KN/ml}$$

Sens transversal:

$$q_{um}=q_u \times L_m=160.56 \times 1.658 \times 2=532.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sm}=q_s \times L_m=111.75 \times 1.658 \times 2=370.56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ut}=q_u \times L_t=160.56 \times 1.386 \times 2=445.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_{st}=q_s \times L_t=111.75 \times 1.386 \times 2=309.77 \text{ KN/ml}$$

Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$$b=0.55 \text{ m}$$

$$h=0.90 \text{ m}$$

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Sens longitudinal:

ELU:

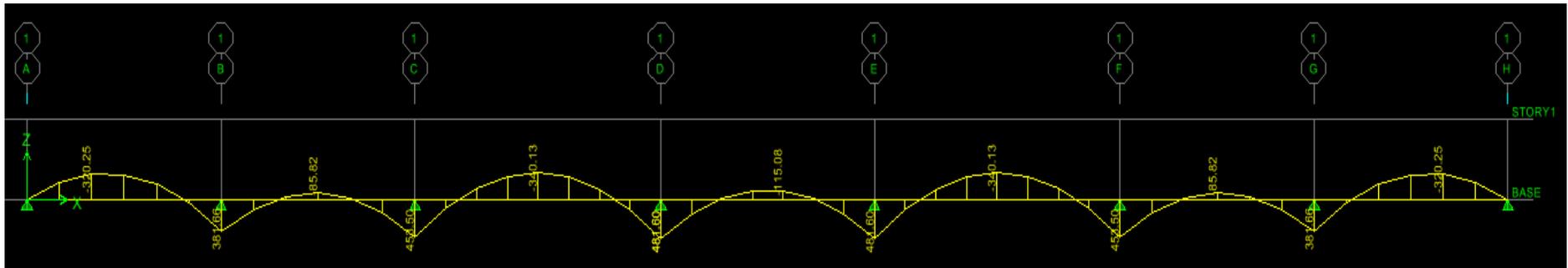


Diagramme des moments fléchissants

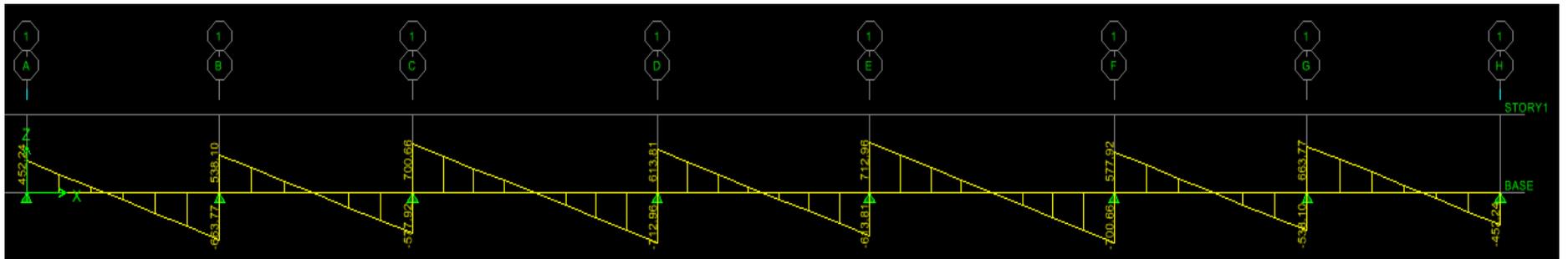


Diagramme des efforts tranchants

ELS:

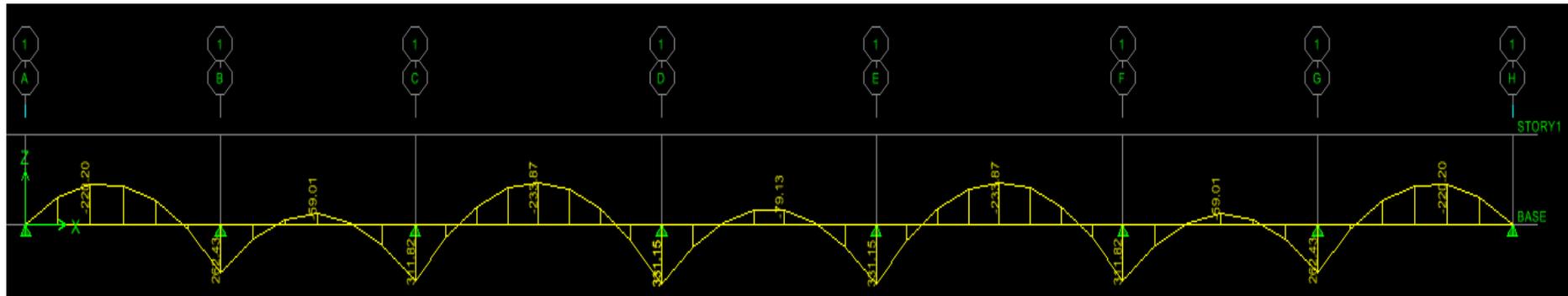


Diagramme des moments fléchissants

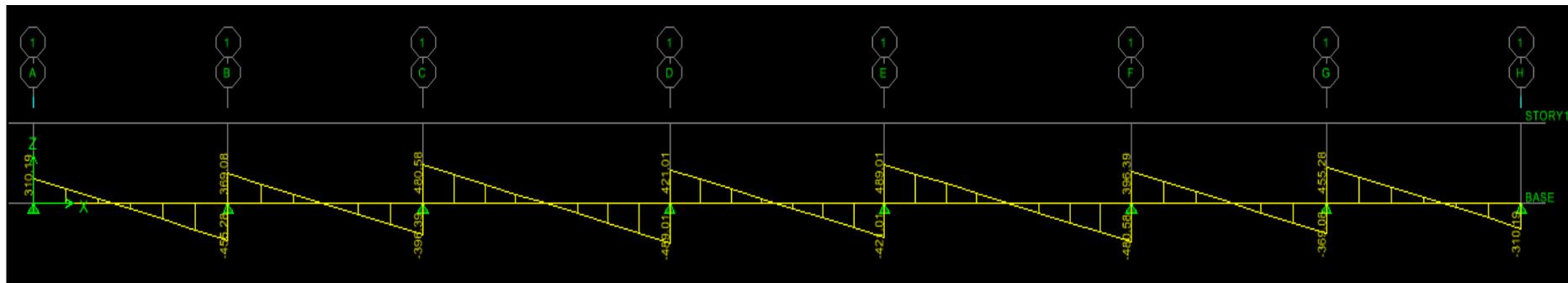


Diagramme des efforts tranchants

Sens transversal:

ELU:

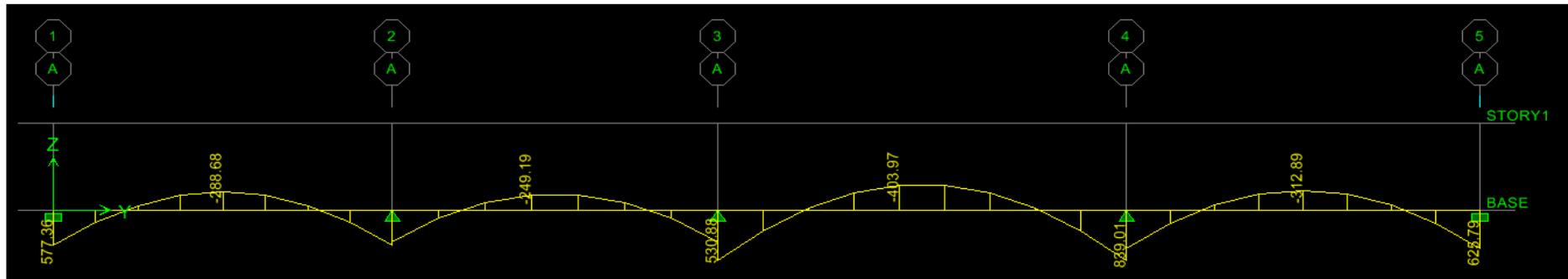


Diagramme des moments fléchissants

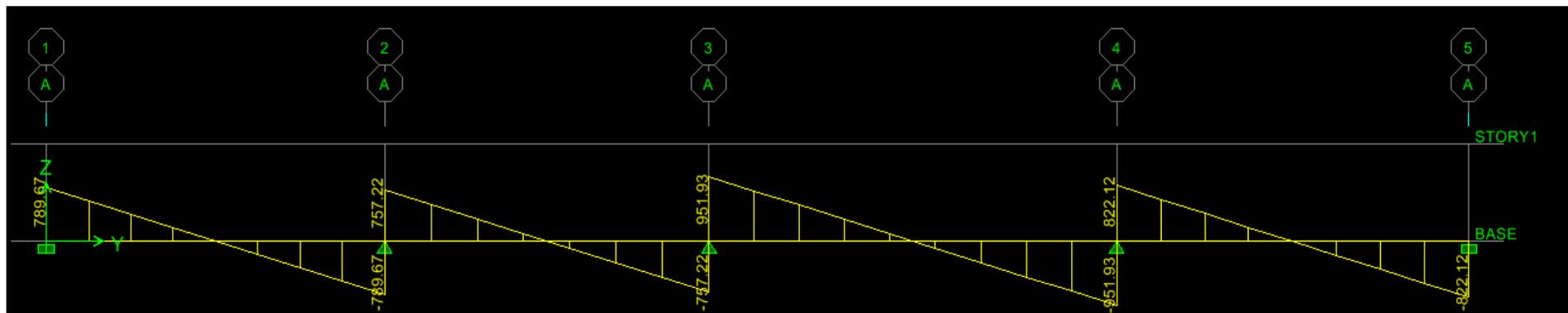


Diagramme des efforts tranchants

ELS:

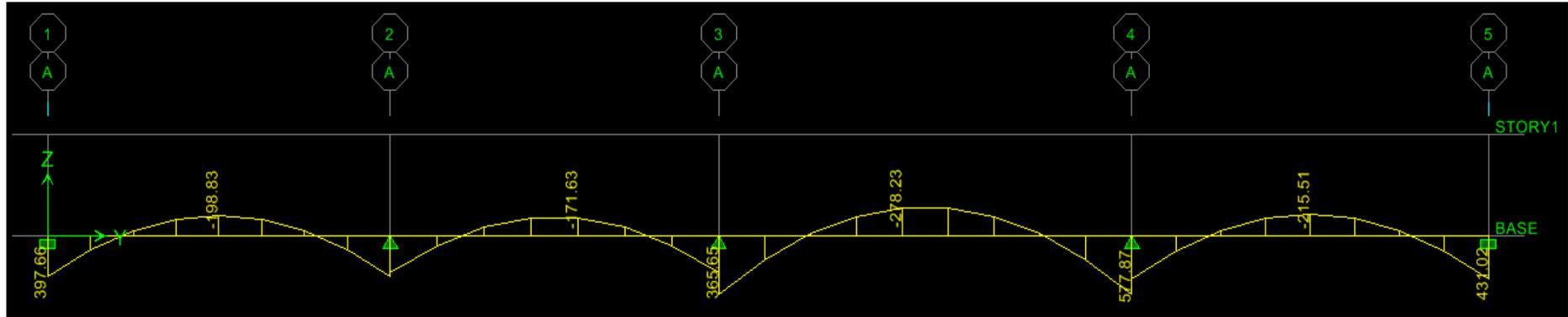


Diagramme des moments fléchissants

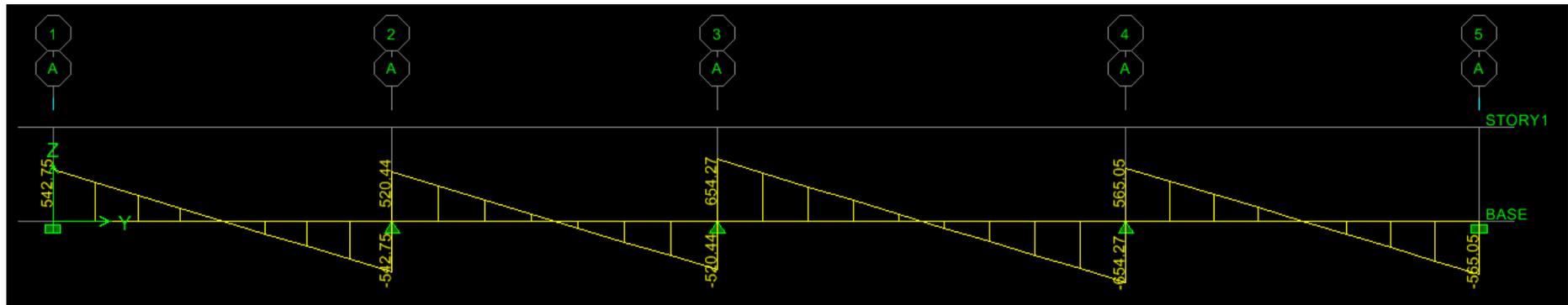


Diagramme des efforts tranchants

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max}^a	481.50	331.15	839.01	577.87
M_{\max}^t	340.13	233.87	403.97	278.23
T_{\max}	712.96	489.01	951.93	654.27

Tableau VIII.5 : Les efforts internes dans les nervures

VIII.7.3. Calcul des armatures :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b=55\text{cm}$, $h=90\text{cm}$, $d=88\text{cm}$, $f_{bu}=14.2\text{MPa}$, $\sigma_{st}=348\text{MPa}$,

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	M	β	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$
XX	Appuis	481.50	0.080	0.958	SSA	16.41	5HA16+5HA14=17.75 cm ²
	Travée	340.13	0.056	0.971	SSA	11.44	5HA16 +2HA12=12.31 cm ²
YY	Appuis	839.01	0.138	0.925	SSA	29.62	5HA20+5HA20=31.42 cm ²
	Travée	403.97	0.066	0.966	SSA	13.65	5HA14+5HA14=15.4 cm ²

Tableau VIII.6 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

1. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 88 \times 2.1}{400} = 5.84 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_{\text{adoptée}} = 17.75 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 5.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 12.31 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 5.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 31.42 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 5.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 15.4 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 5.84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

b. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max}=951.93\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{951.93 \times 10^3}{550 \times 880} = 1.97\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

c. Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{\phi_{l\max}}{3} = 6.67 \text{ cm} \quad \text{soit : } \phi_{l\max} = 20\text{cm}$$

Alors : $\phi = 8\text{mm}$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi_{l\max}\right\} = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi_{l\max}\right\} = 22.5\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

2. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Sens	Zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
XX	appuis	331.15	17.75	0.367	0.906	38.19	233.99	6.12	15	CV
	travée	233.87	12.31	0.254	0.920	47.50	234.66	4.94		CV
YY	appuis	577.87	31.42	0.649	0.882	27.37	236.95	8.65		CV
	travée	278.23	15.4	0.318	0.912	41.82	225.11	5.38		CV

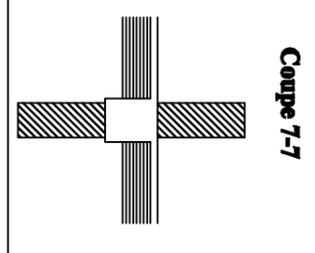
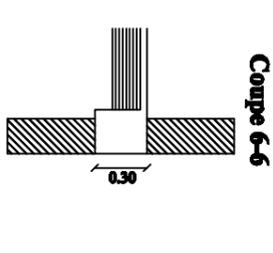
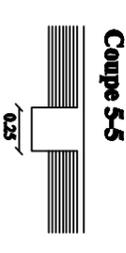
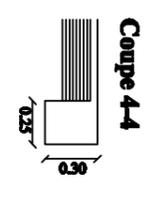
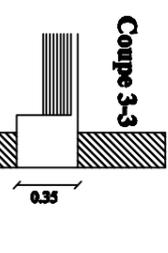
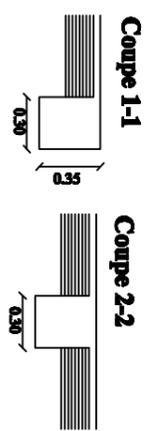
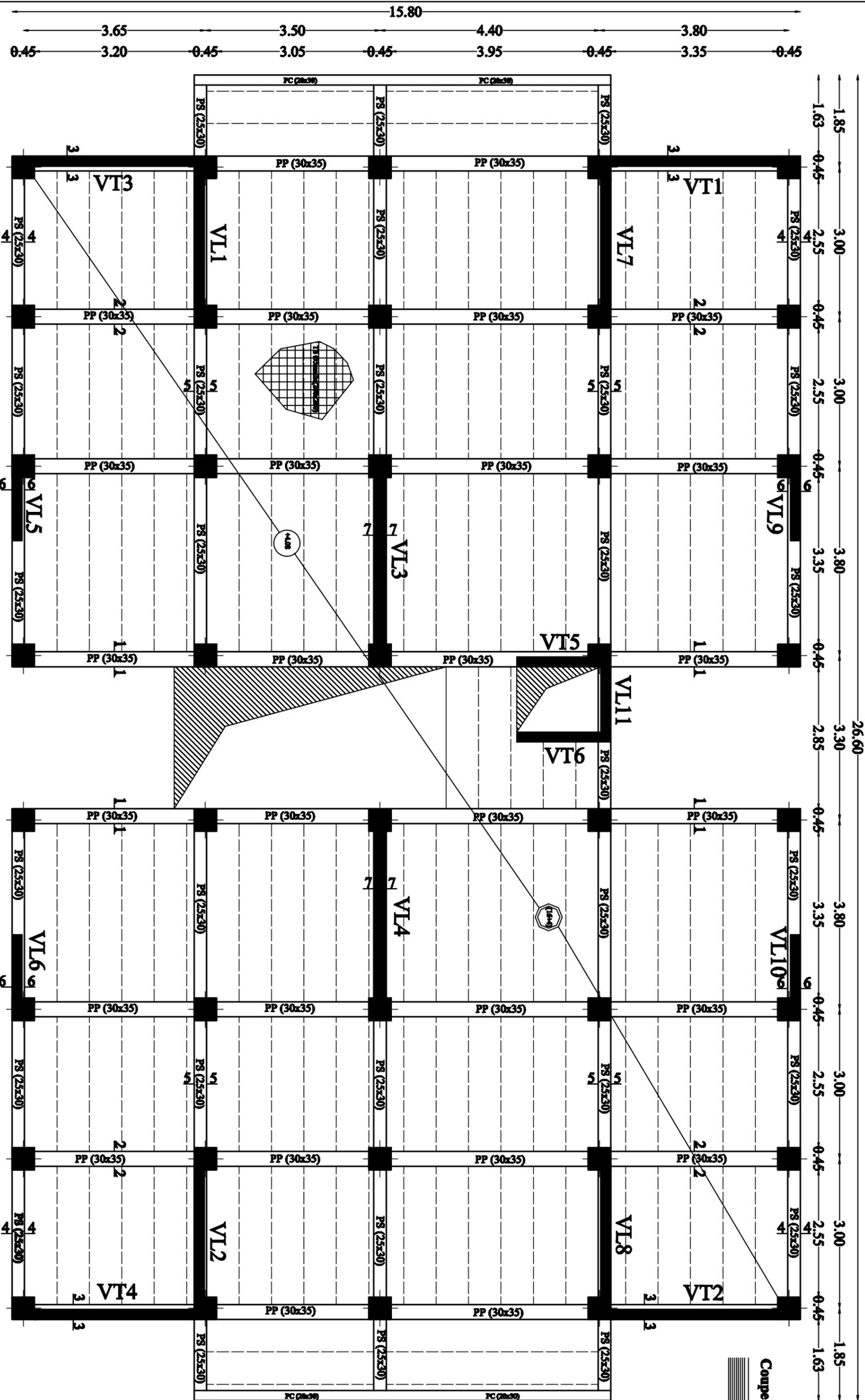
Tableau VIII.7: Vérification des contraintes à l'ELS

3. Les armatures de peau : (BAEL/Art B.6.6.2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90[cm], la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3[\text{cm}^2/\text{ml}] \times 0,9 = 2,7[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

On opte : **2HA14 = 3,08 [cm²]**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOKRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Melle: SLIMANI DAHIBA

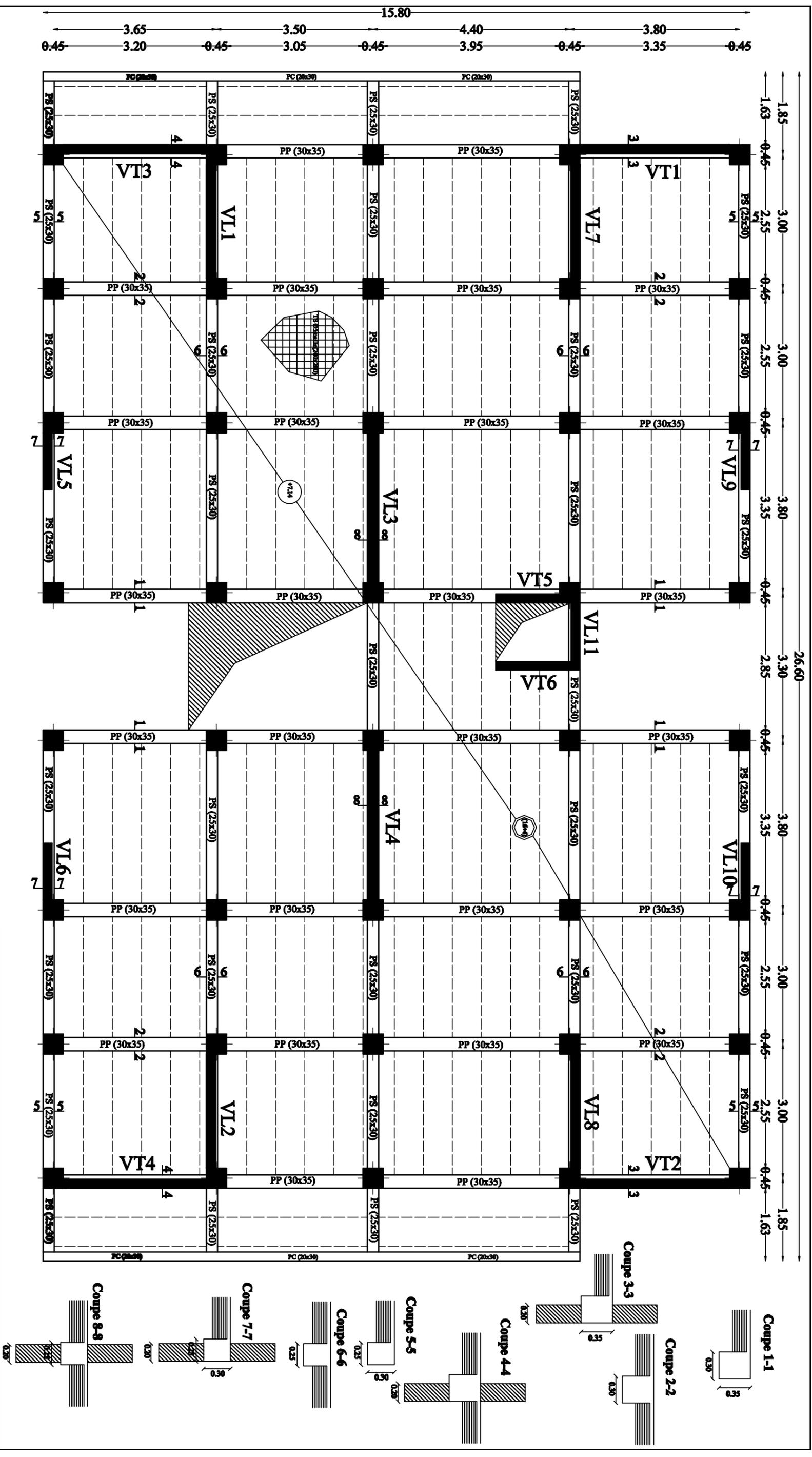
Melle: LOURGUI OUASSILA

Madamme: IDRES

PLAN DE COFFRAGE DES
 PLANCHERS NIVEAU(4.08)

ECHELLE:1/100

POMOTION:
 2018/2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOKRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Melle: SLIMANI DAHRIA

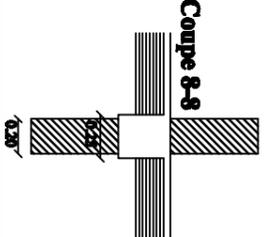
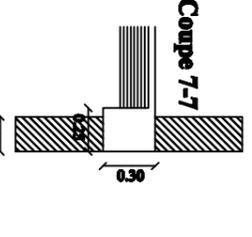
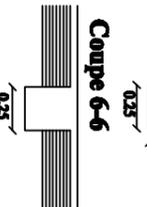
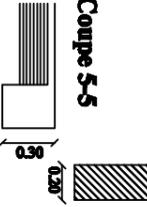
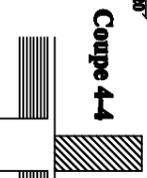
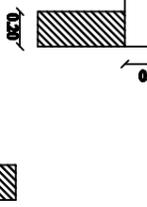
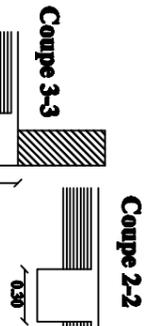
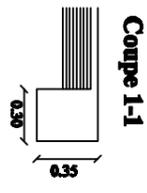
Melle: LOURGUI OUASSILA

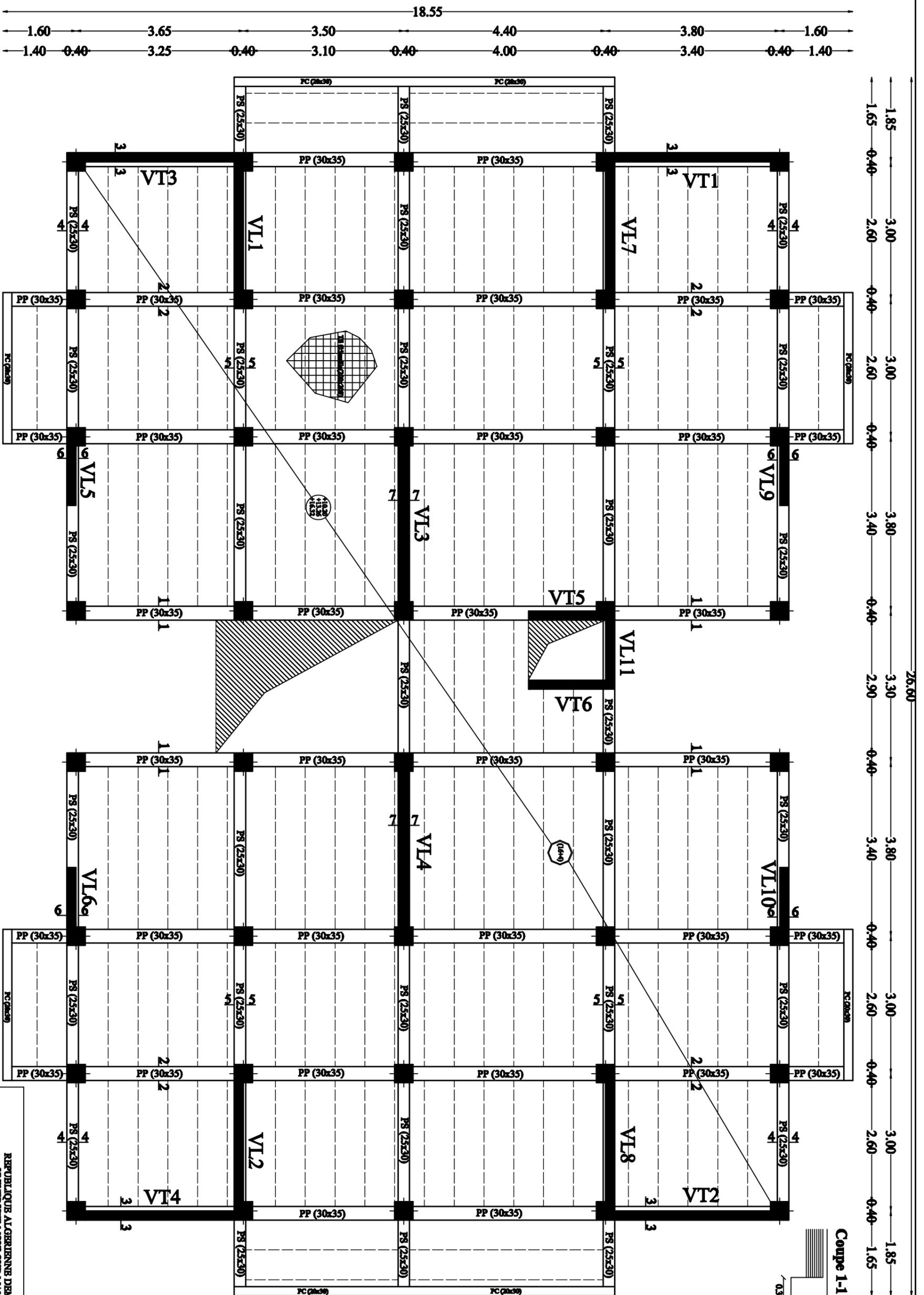
Madamme: IDRES

PLAN DE COFFRAGE DES
 PLANCHERS NIVEAU(7.14)

ECHELLE:1/100

POMOTON:
 2018/2019

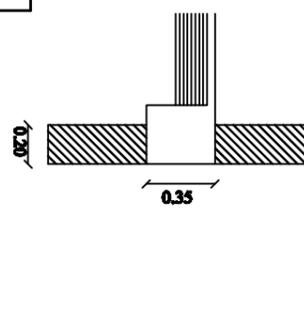




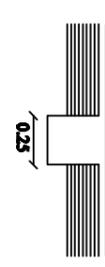
Coupe 1-1

Coupe 2-2

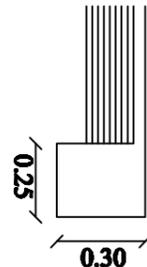
Coupe 3-3



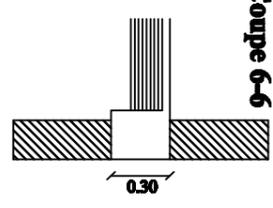
Coupe 5-5



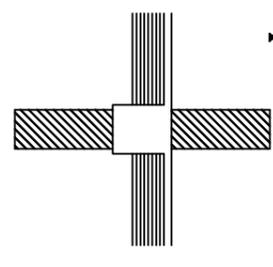
Coupe 4-4



Coupe 6-6



Coupe 7-7



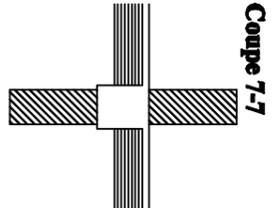
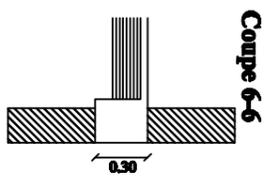
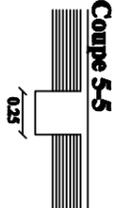
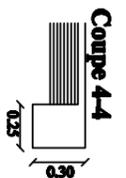
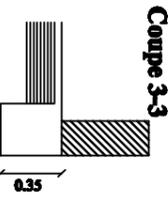
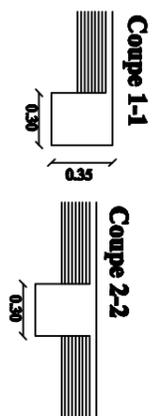
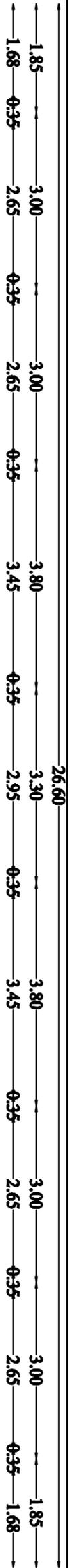
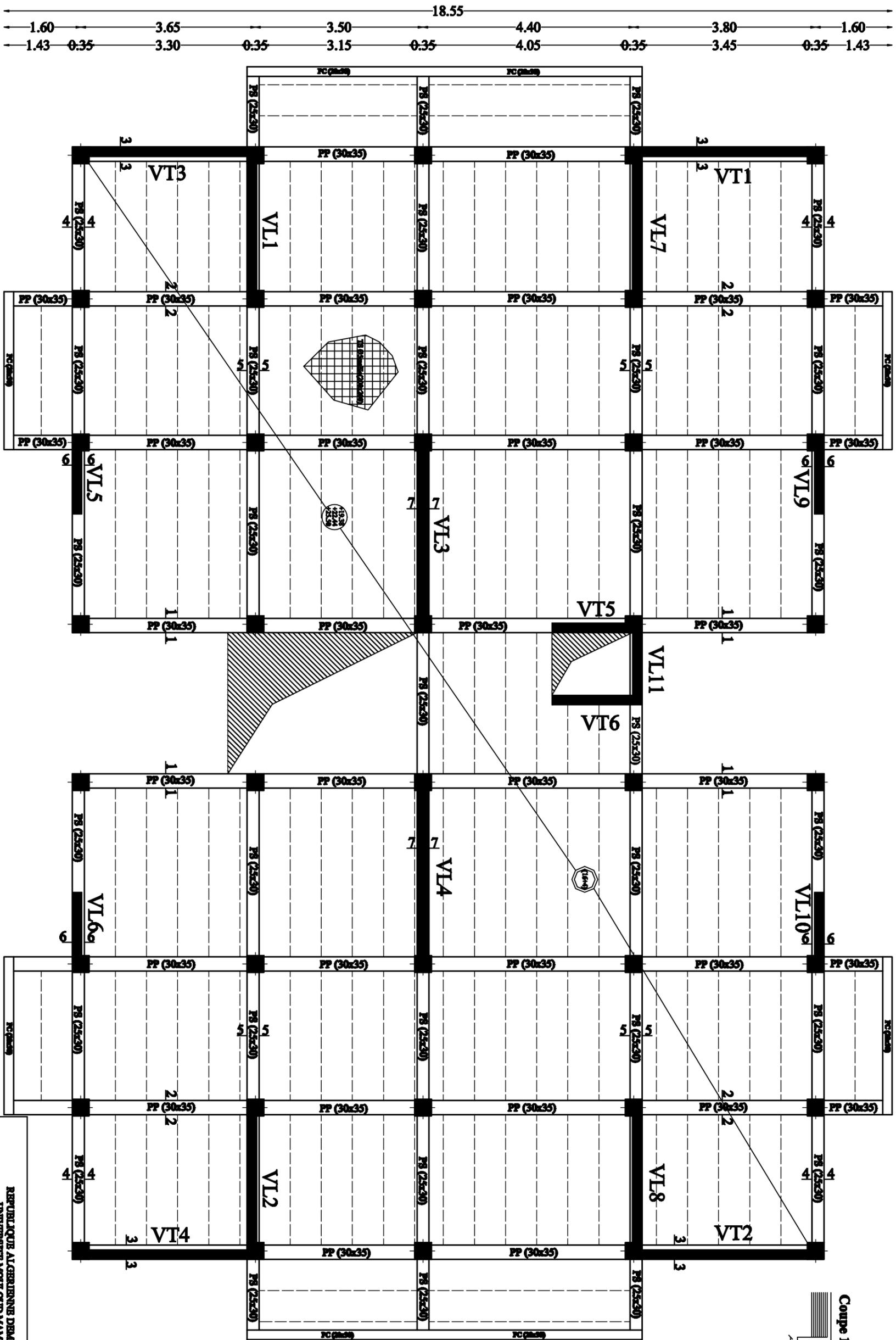
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUES ET POPULAIRES
 UNIVERSITE MOU OUID MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Maitre: SLIMANI DAHERIA
 Maitre: LOURGOUI OVAASSILA
 Mademoiselle: IDRES

PLAN DE CORRECTIONS
 FLANCHES NIVEAU
 (10.20)/(13.26) ETU(6.52)

ECHELLE: 1/100

POMOTION:
 2018/2019



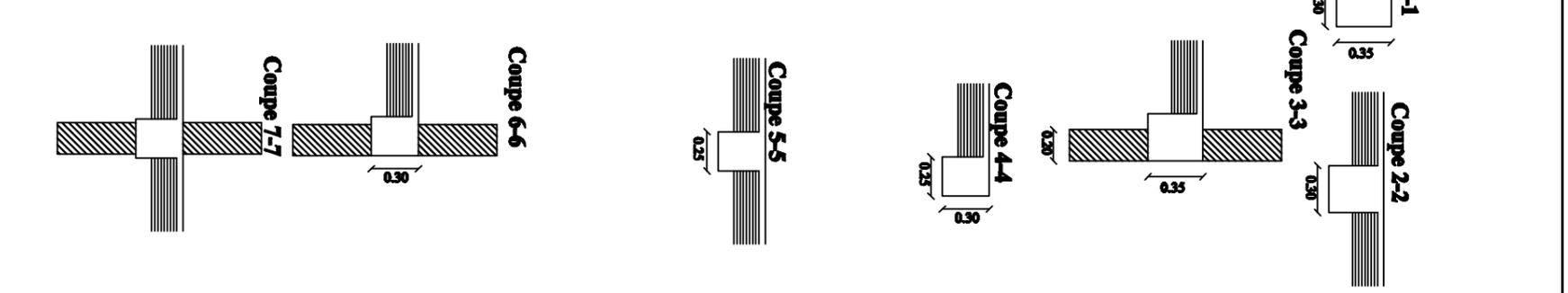
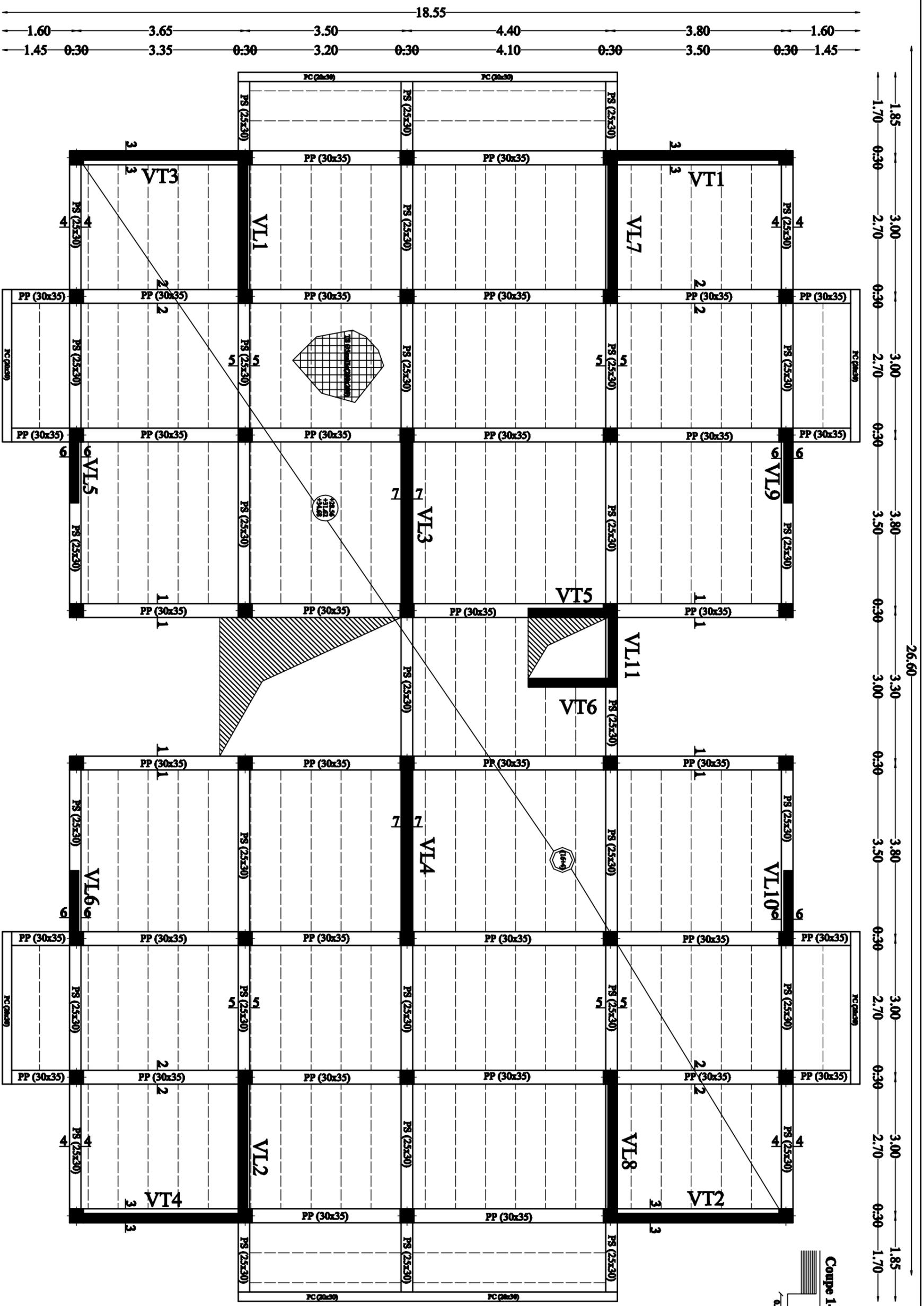
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Maitre: SLIMANI DABILA
 Maitre: LOURIGUI OUASSILA
 Mademoiselle: IDJESS

PLAN DE COMPARAISON DES
 PLANCHERS NIVEAU
 (19.50)/(22.44) ET(25.50)

ECHELLE: 1/100

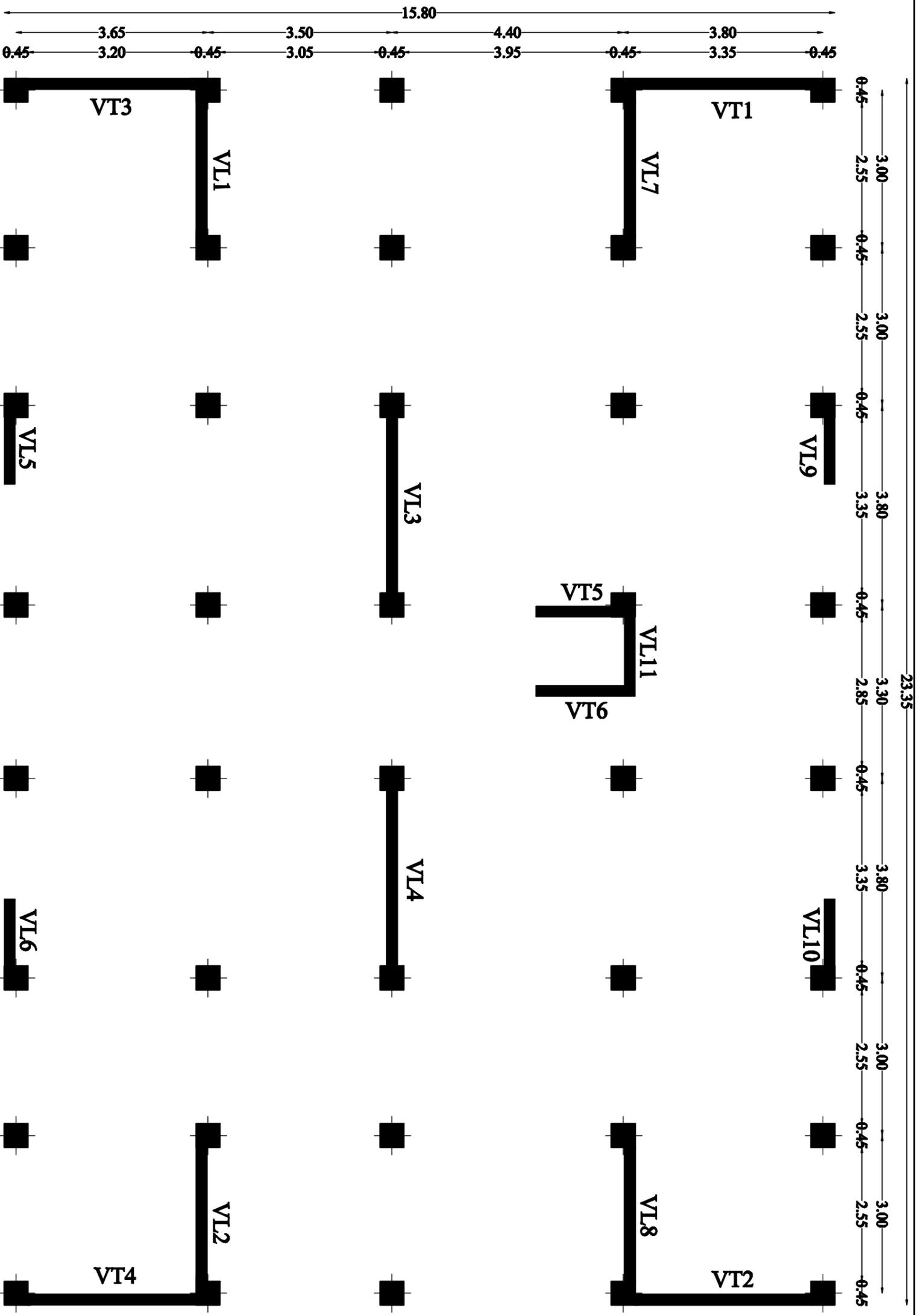
POUQUON:
 2018/2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUDOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DES GENIE CIVIL

MADE: EL MANI DABEBA
 MATH: LOUKICHI OUADELLA
 PLAN DE COFFRAGE DES
 PLANCHERS NIVEAU
 (28.50, 0.162) ET (24.60)

Adresse: DRES
 RECHERCHES/100
 PLOTTING:
 2018/2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOKRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

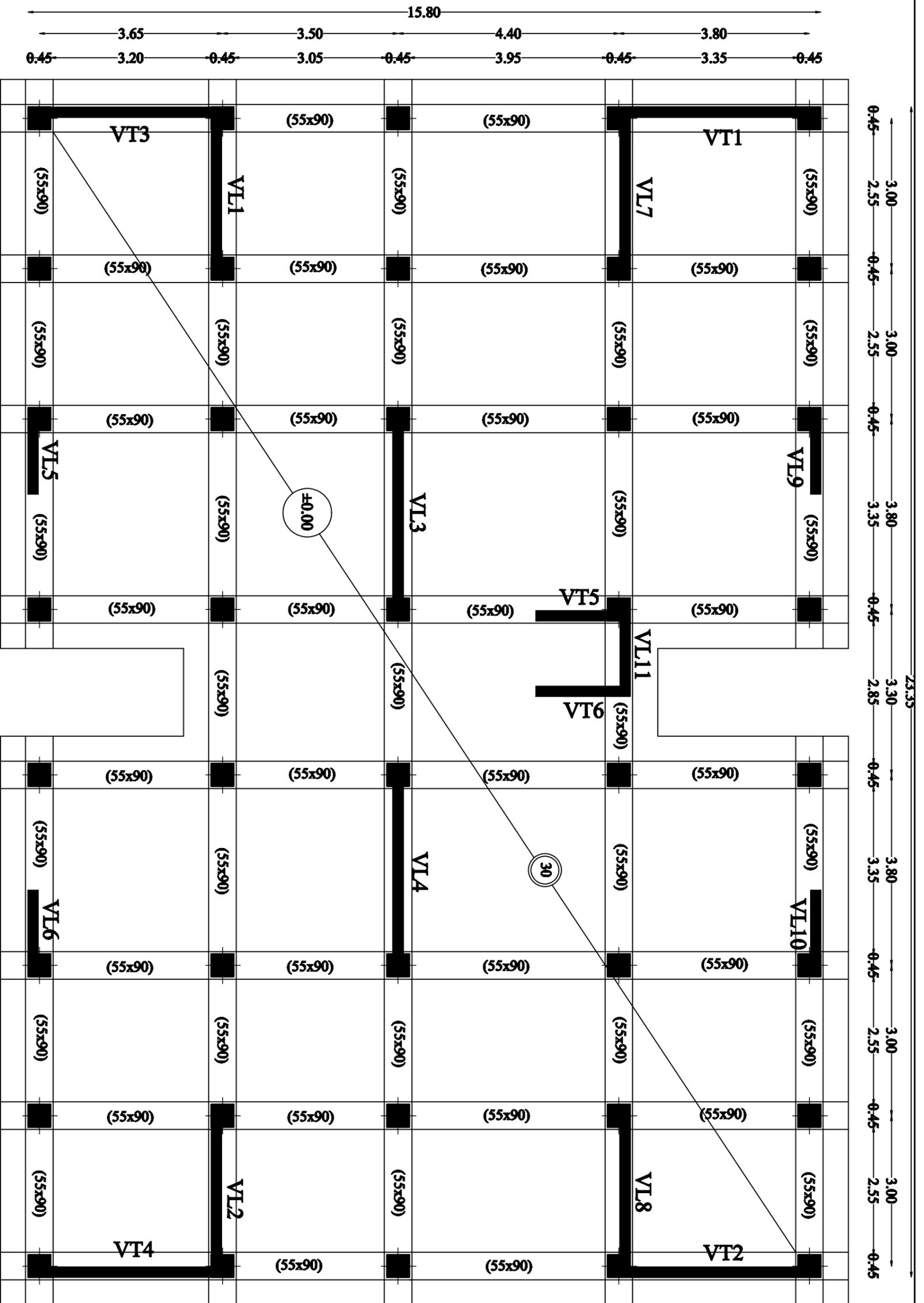
Melle: SLIMANI DAHRIA
 Melle: LOURGUI OUASSILA

DISPOSITION DES VOILES

Madamme: IDRES

ECHELLE: 1/100

POMOTON:
2018/2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Melle: SILMANI DAHIBA

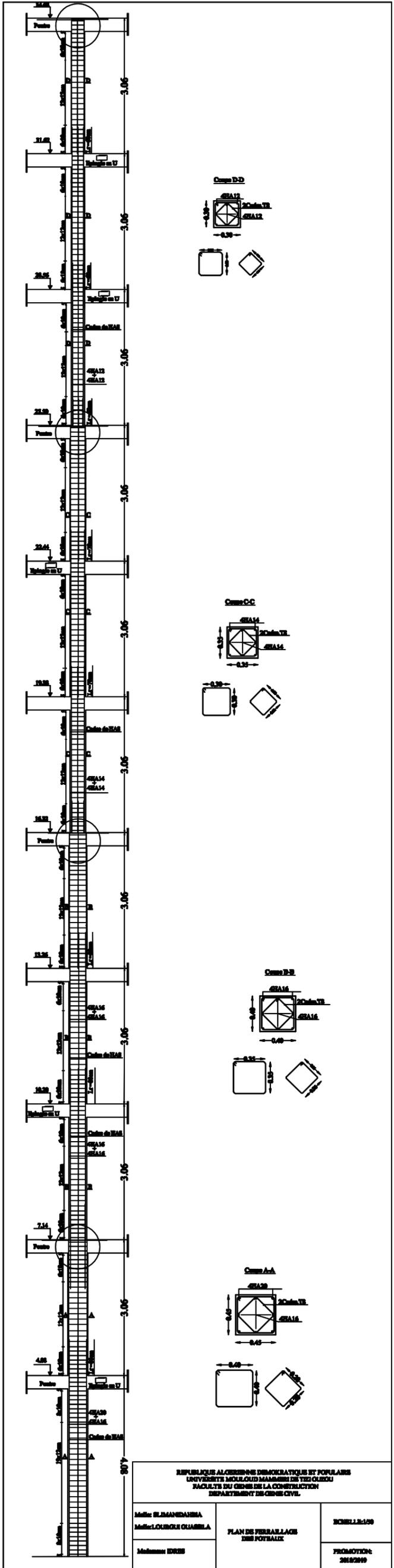
Melle: LOURGUI OUASSILA

Madame: IDRES

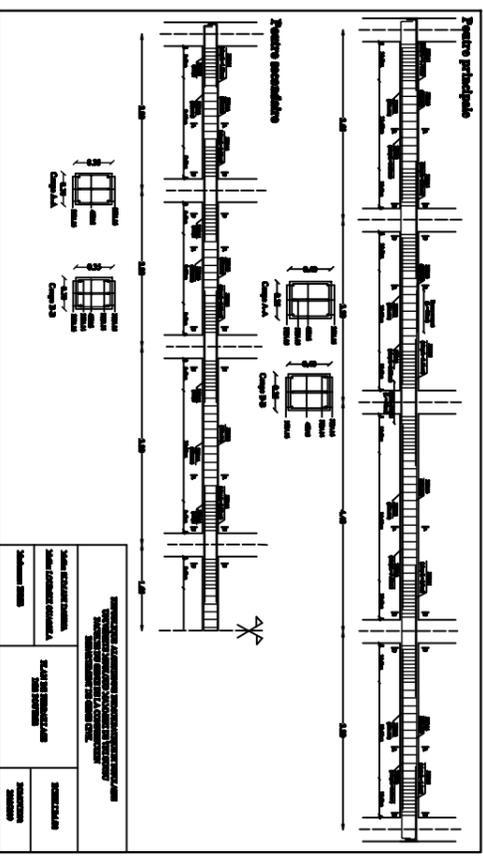
PLAN DE COFFRAGE DU
 RADIER

ECHELLE: 1/100

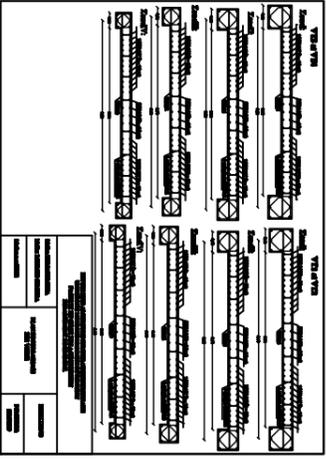
POUATION:
 2018/2019



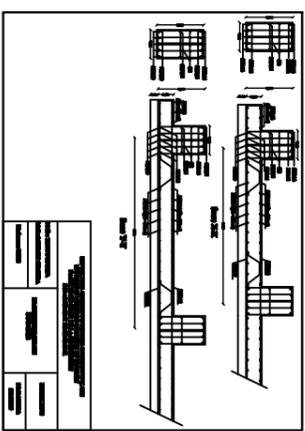
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUBOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Nom: ELMANENASSA Matricule: LOUNOU QUARRA Mohamed EDIB	PLAN DE FERRAILLAGE DES FOOTBALLS	Echelle: 1/50 PROJETONC 2018/2019



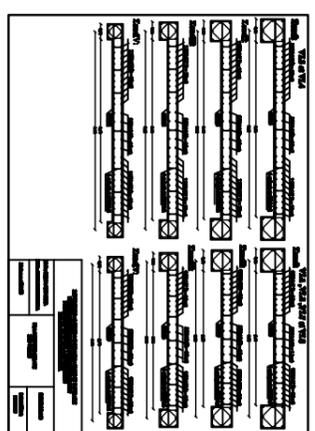
<p>PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE EDIFICIO A CURA DEL ARCHITETTO INGEGNERE</p>		
<p>PROGETTO ESECUTIVO PER LA COSTRUZIONE DELL'EDIFICIO</p>		<p>PROGETTO ARCHITETTONICO EDIFICIO</p>



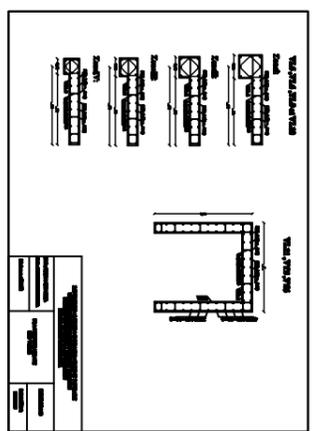
<p>PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE EDIFICIO A CURA DEL ARCHITETTO INGEGNERE</p>		
<p>PROGETTO ESECUTIVO PER LA COSTRUZIONE DELL'EDIFICIO</p>		<p>PROGETTO ARCHITETTONICO EDIFICIO</p>



<p>PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE EDIFICIO A CURA DEL ARCHITETTO INGEGNERE</p>		
<p>PROGETTO ESECUTIVO PER LA COSTRUZIONE DELL'EDIFICIO</p>		<p>PROGETTO ARCHITETTONICO EDIFICIO</p>



<p>PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE EDIFICIO A CURA DEL ARCHITETTO INGEGNERE</p>		
<p>PROGETTO ESECUTIVO PER LA COSTRUZIONE DELL'EDIFICIO</p>		<p>PROGETTO ARCHITETTONICO EDIFICIO</p>



<p>PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE EDIFICIO A CURA DEL ARCHITETTO INGEGNERE</p>		
<p>PROGETTO ESECUTIVO PER LA COSTRUZIONE DELL'EDIFICIO</p>		<p>PROGETTO ARCHITETTONICO EDIFICIO</p>

Conclusion générale :

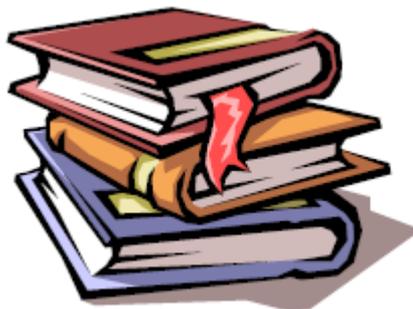
Ce projet de fin d'étude qui consiste en étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaire, de mettre en application les méthodes de calcul récentes à partir des logiciels comme **ETABS** ; **SOCOTEC** ; **AUTOCAD** et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✚ La disposition des voiles doit avoir une symétrie diagonale et orthogonale tout en essayant de les éloigner du centre de gravité afin d'éviter la torsion dans les deux premiers modes.
- ✚ Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS par exemple si on prend le cas des poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, cela est du au surdimensionnement, et que le RPA99 favorise la sécurité .
- ✚ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

D'après l'étude qu'on a fait , il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcout important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE



- ✚ Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- ✚ Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- ✚ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- ✚ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ✚ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.