

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIRE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme

Master professionnel en génie civil.

THEME :

Étude d'une structure en béton armé (RDC+7+1ss) à usage commercial et habitation Contreventée par des voiles et portiques.

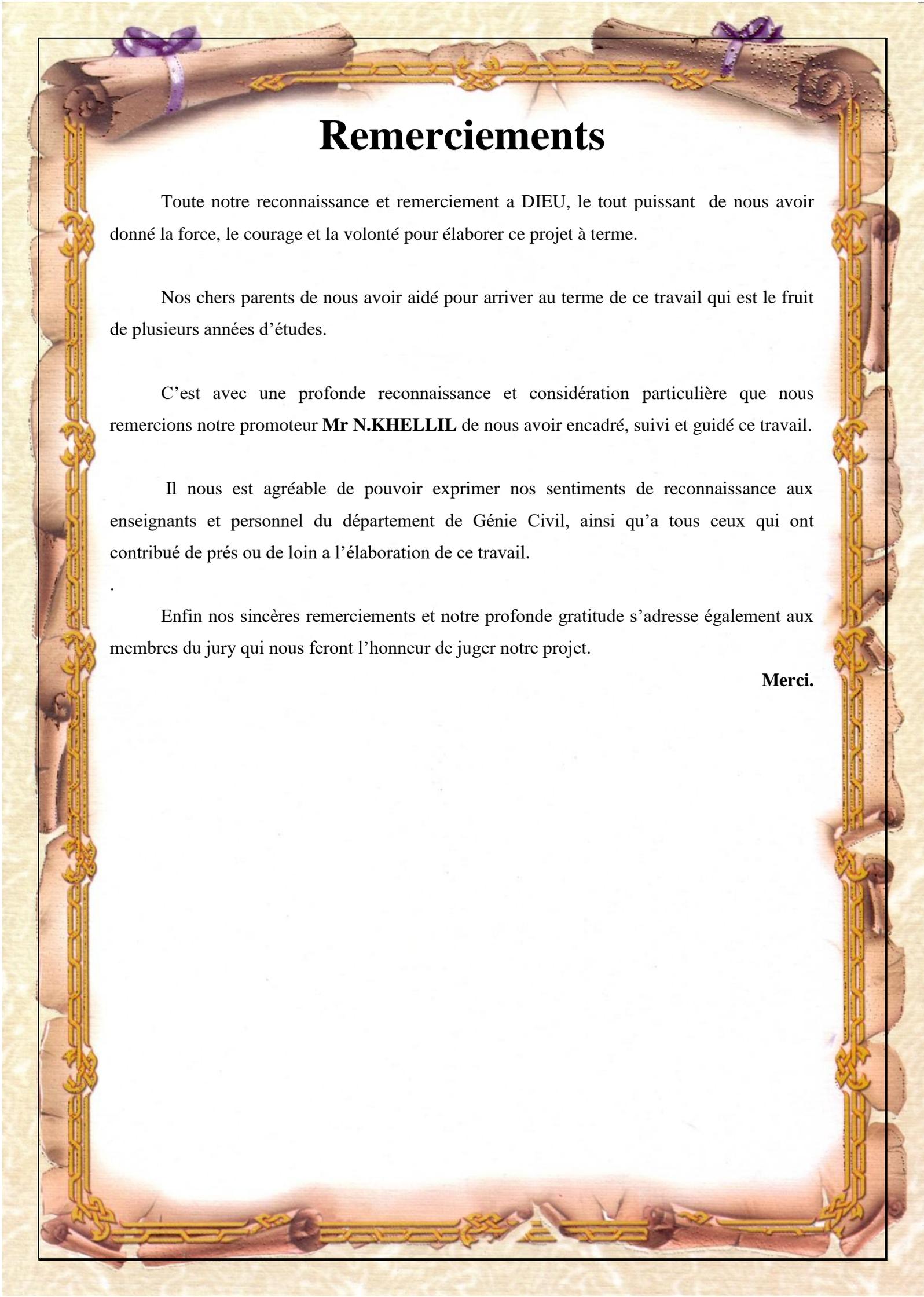
« Modélisée par ETABS ».



Dirigé par :
M_r N.KHELLIL

Étudié par :
M^{elle} TEKKAL Chafiaâ
M^{elle} TALBI Nadia

Promotion : 2018/2019



Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement a DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce projet à terme.

Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr N.KHELLIL** de nous avoir encadré, suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel du département de Génie Civil, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adresse également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

Dédicace

Dieu merci

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 chers frères et sœurs : Hakím ; Amar ; Mourad ; Akíla ; Louíza ; Fazía.

A ma chère grande mère que le dieu la protège.

A toutes mes amies surtout : Lydía Taíbí et Sí-Tayeb Dyhía.

En fin, je remercie ma binôme chafiaâ qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

T.NADIA

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce travail

A mon mari et mon fils.

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans elle je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite.

A mon très cher père qui a toujours été là pour moi qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager.

A mes chers frères et sœurs : Malek ; Idir ; Hocine ; Khalef ; Rachid ; Lyes ; Derienne ; Ghizelene ;

A mes chers belle sœurs : Karima ; Malika ; Hassiba ; Lynda et leurs enfants.

A mon beau-père qui nous ont quittés trop tôt.

A tout mes amie surtout : Lydia Rahal et Radjef Lydia ; Yamina ; Fatima .

A ma chère binôme Nadia TALBI et sa famille.

A Monsieur R. FERHAT qui nous a attribué ce projet.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

J. Chafiaâ

SOMMAIRE :

- **Introduction.**
- **Chapitre I :** Présentation de l'ouvrage.....1
- **Chapitre II :** Pré-dimensionnement des éléments.....9
- **Chapitre III :** Calcul des éléments :
 - **III.1. L'acrotère.....25**
 - **III.2. Les planchers36**
 - **III.3. Les balcons.....48**
 - **III.4. La dalle salle machine..... 54**
 - **III.5. Les escaliers.....61**
 - **III.6. La poutre palière.....67**
 - **III.7. La poutre de chaînage.....72**
- **Chapitre IV :** Modélisation de la structure (ETABS).....108
- **Chapitre V :** Vérification des exigences du RPA99.....116
- **Chapitre VI.** Ferrailage des poteaux.....134
- **Chapitre VII.** Ferrailage des poutres145
- **Chapitre VIII.** Ferrailage des voiles.....157
- **Chapitre XI :** Étude du voile périphérique.....175
- **Chapitre X :** Étude de l'infrastructure.....179
- **Conclusion.**
- **Bibliographie.**

Liste des figures :

Figure I.1 : Les murs

Figure I.2 : Caractéristiques d'un escalier droit

Figure I.3 : Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton à l'ELU

Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS)

Figure I.5 : diagramme contraintes-Deformation de l'acier.

Figure II.1 : Plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis (plancher semi-fabriqué)

Figure II.2 : Sections adoptées pour les poutres secondaires et principales.

Figure II.3 : Dimensions de l'acrotère.

Figure II.4: Différentes coupes des voiles.

Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)

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

Figure. II.8 : Coupe vertical d'un mur de séparation

Figure II.9 : Surface revenant au poteau le plus sollicité.

Figure II.10 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

Figure III.2 : Diagramme des efforts internes.

Figure III.3 : Position des sections d'acier.

Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

Figure III.5 : Plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis.

Figure III.6 : La table de compression.

Figure III.7: Ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.8 : Schéma statique de la travée la plus défavorable.

Figure III.9 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis.

Figure III.10 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

Figure III.11 : Diagramme des moments.

Figure III.12 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis.

Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant [KN.m].

Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants de la poutre reposant sur 07 appuis.

Figure III.15 : Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées.

Figure III.16: Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en aux appuis.

Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre reposant sur 07 appuis à l'ELS.

Figure III.18: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

Figure III.19 : Schéma statique du balcon.

Figure III.20 : Schéma de ferrailage du balcon.

Figure III.21 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.

Figure III.22 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

Figure III.23 : Schéma statique de l'escalier.

Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

Figure III.26 : Schéma de ferrailage d'escalier

Figure III.27 : Schéma statique de la poutre palière.

Figure III.28 : Schéma statique à l'ELU et à l'ELS.

Figure III.29: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Figure III.30 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure III.31 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

Figure III.32 : Schéma du chargement à l'ELU.

Figure III.33 : Schéma du chargement à l'ELS.

Figure III.34 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Figure III.35: Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage.

Figure IV.1 : Icône de l'application ETABS sur outils informatique.

Figure IV.2 : Choix des unités.

Figure IV.3 : Géométrie de base.

Figure IV.4 : Modification des longueurs des trames.

Figure IV.5 : Modification des hauteurs des étages.

Figure IV.6 : Représentation de la structure en 2D et 3D.

Figure IV.7: Introduction des propriétés mécanique du béton.

Figure IV.8 : Introduction des dimensions des poutres/poteaux.

Figure IV.9: Introduction des dimensions des voiles.

Figure IV.10 : Introduction des dimensions des dalles plaines.

Figure IV.11 : Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage.

Figure IV.12: Définition des charges d'exploitations G et Q.

Figure IV.13 : Introduction du spectre de réponse.

Figure IV.14 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

Figure IV.15 : Introduction des combinaisons d'actions.

Figure IV.16: Introduction de la masse source.

Figure IV.17 : Dessin des poteaux.

Figure IV.18 : Dessin des poutres.

Figure IV.19: Dessin des voiles.

Figure. IV.20: Dessin des dalles plein.

Figure IV.21 : Dessin des planchers.

Figure IV.22 : Encastrement de la base de structure.

Figure IV.23 : Vue de la structure en 3D.

Figure IV.24 : Chargement de la dalle pleine.

Figure IV.25 : Diaphragme de RDC.

Figure IV.26 : Introduction de nombre de mode.

Figure IV.1 : Analyse de la structure.

Figure IV.2 Déplacement de la structure selon le mode 1.

Figure IV.3 Déplacement de la structure selon le mode 2.

Figure IV.4 Déplacement de la structure selon le mode 3.

Figure V.1 Déplacement maximal selon x-x et y-y.

Figure. VI.1 caractéristiques et sollicitation de la section.

Figure VI .2 Résultat de calcul de la section d'armature.

Figure VII.1 : Schéma statique des poutres.

Figure VII.2: Schéma statique des poutres

Figure VIII.1 : Section extérieurement comprimé.

Figure VIII.2 : Section partiellement comprimé.

Figure VIII.3 : Section entièrement tendue.

Figure VIII.4: Disposition des armatures verticales.

Figure IX.1 : Diagramme des contraintes.

Figure X.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Figure X.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure X.3 : Schéma statique du débord.

Figure X.4: Répartition trapézoïdale.

Figure X.5 : Présentation du chargement simplifié.

Figure X.6: Répartition triangulaire.

Figure X.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).

Figure X.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

Figure X.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

Figure X.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

Figure X.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

Figure X.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

Figure X.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

Figure X.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

Figure X.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

Figure X.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

Figure X.17 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

Figure X.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

Figure X.19: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

Figure X.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

Figure X.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

Figure X.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy).

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Coefficient k dépendant du risque de l'ouvrage

Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers

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

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

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

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente du mur extérieur (h=3.06 m).

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente du mur intérieur (h=3.06).

Tableau: II.6 : Calcul de la charge permanente du mur extérieur (h=4.25 m).

Tableau II.7 : Calcul de la charge permanente du mur intérieur (h=4.25 m).

Tableau II.8 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.

Tableau II.9 : Surcharges d'exploitation.

Tableau II.10: Coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II.11 : Résumé des sections obtenues par la descente des charges.

Tableau II.12 : Prédimensionnement des poteaux.

Tableau II.13 : Vérification au risque de flambement.

Tableau III.1 : Calcul de la charge permanente de la dalle.

Tableau III.2 : Calcul de la charge permanente du garde de corps.

Tableau III.3 : Sections adoptées aux appuis et en travées Conclusion a l'E.L.S

Tableau V.1 : Justification de la période et les masses participantes.

Tableau V.2 : Le poids de la structure.

Tableau V.3 : les valeurs des pénalités p_q .

Tableau V.4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Tableau V.5 : Vérification des déplacements relatifs.

Tableau V.6 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Tableau V.7 : Récapitulatif de l'effet P- Δ .

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

Tableau VI.2 : section de l'armature.

Tableau VI.3 : Sections des armatures transversales.

Tableau VI.4 : Vérification au cisaillement.

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.

Tableau VI.6: Ferrailage des poteaux.

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres Principales à l'ELU.

Tableau VII.2: Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU.

Tableau VII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres principales.

Tableau VII.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres secondaires.

Tableau IX.1 : Les contraintes a l'E.L.U et L'E.L.S.

Tableau IX.2 : Ferrailage du voile périphérique.

Tableau IX.3 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Tableau X.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau X.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau X.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Tableau X.4 : vérification de la section minimale.

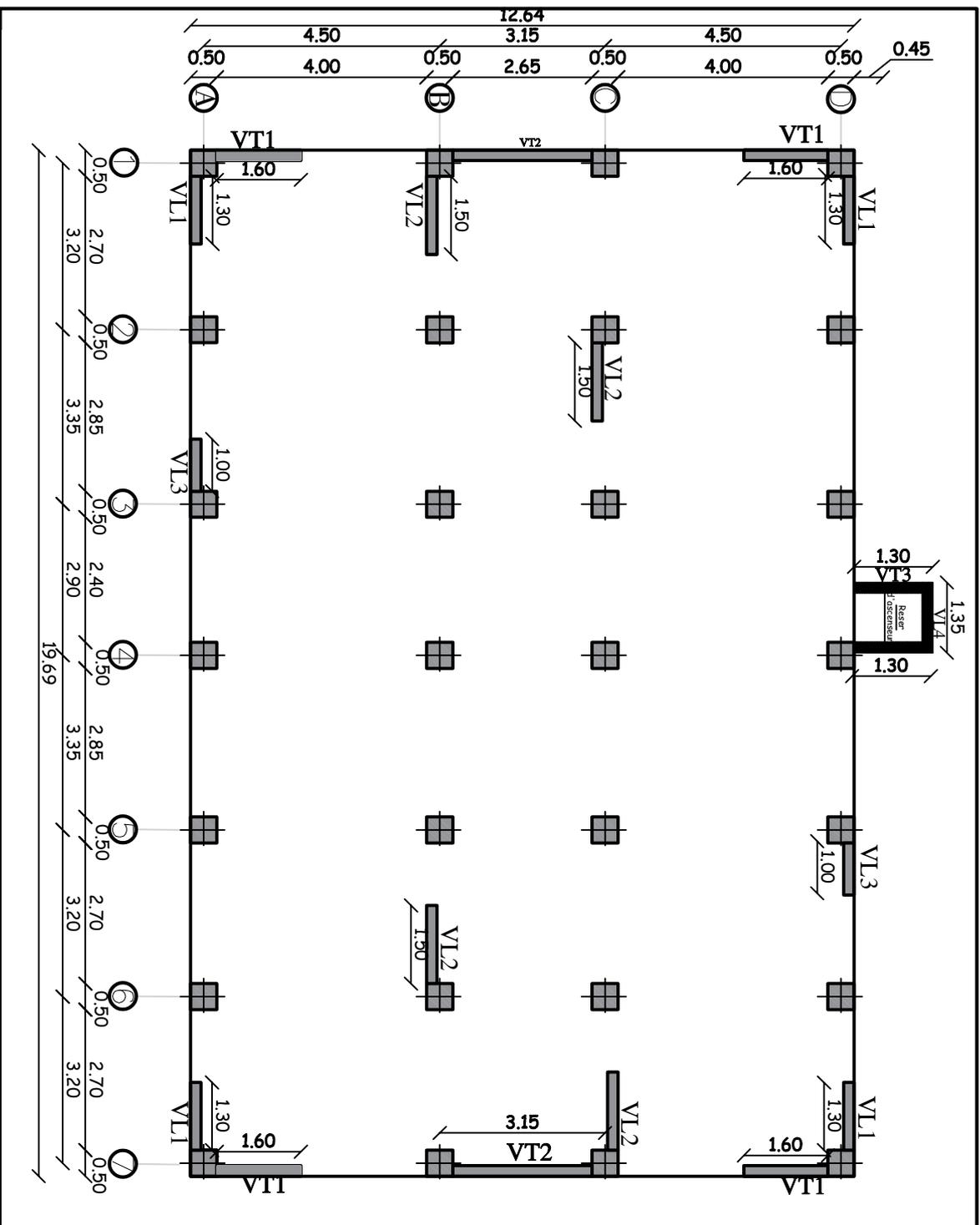
Tableau X.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

Tableau X.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Tableau X.7 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau X.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau X.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.



***Les Voiles Longitudinaux:**

- VL 01 = 1.30 m
- VL 02 = 1.50m
- VL 03 = 1.00m
- VL 04 = 1.35m

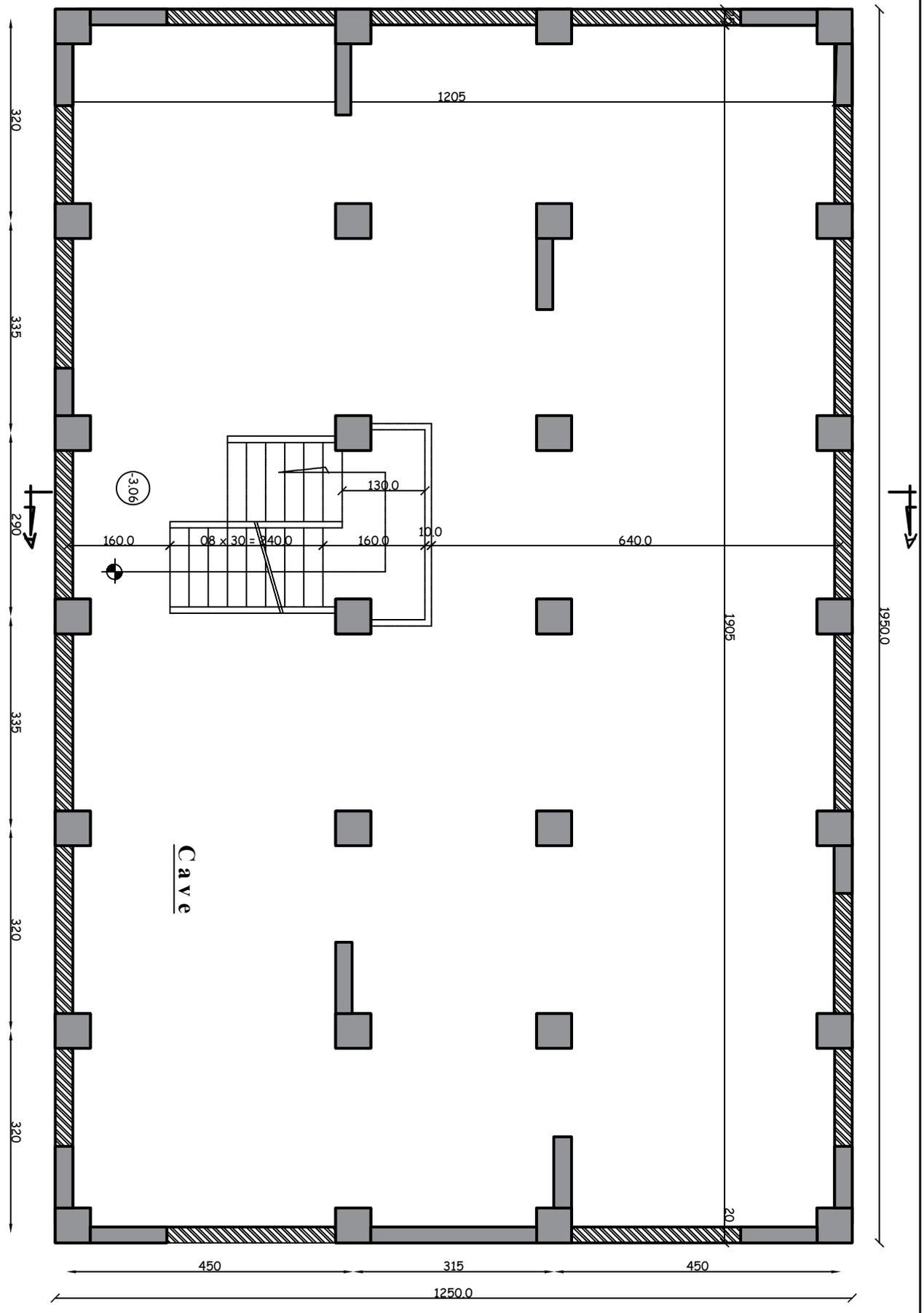
***Les Voiles Transversaux :**

- VT 01 = 1.60 m
- VT 02 = 3.15m

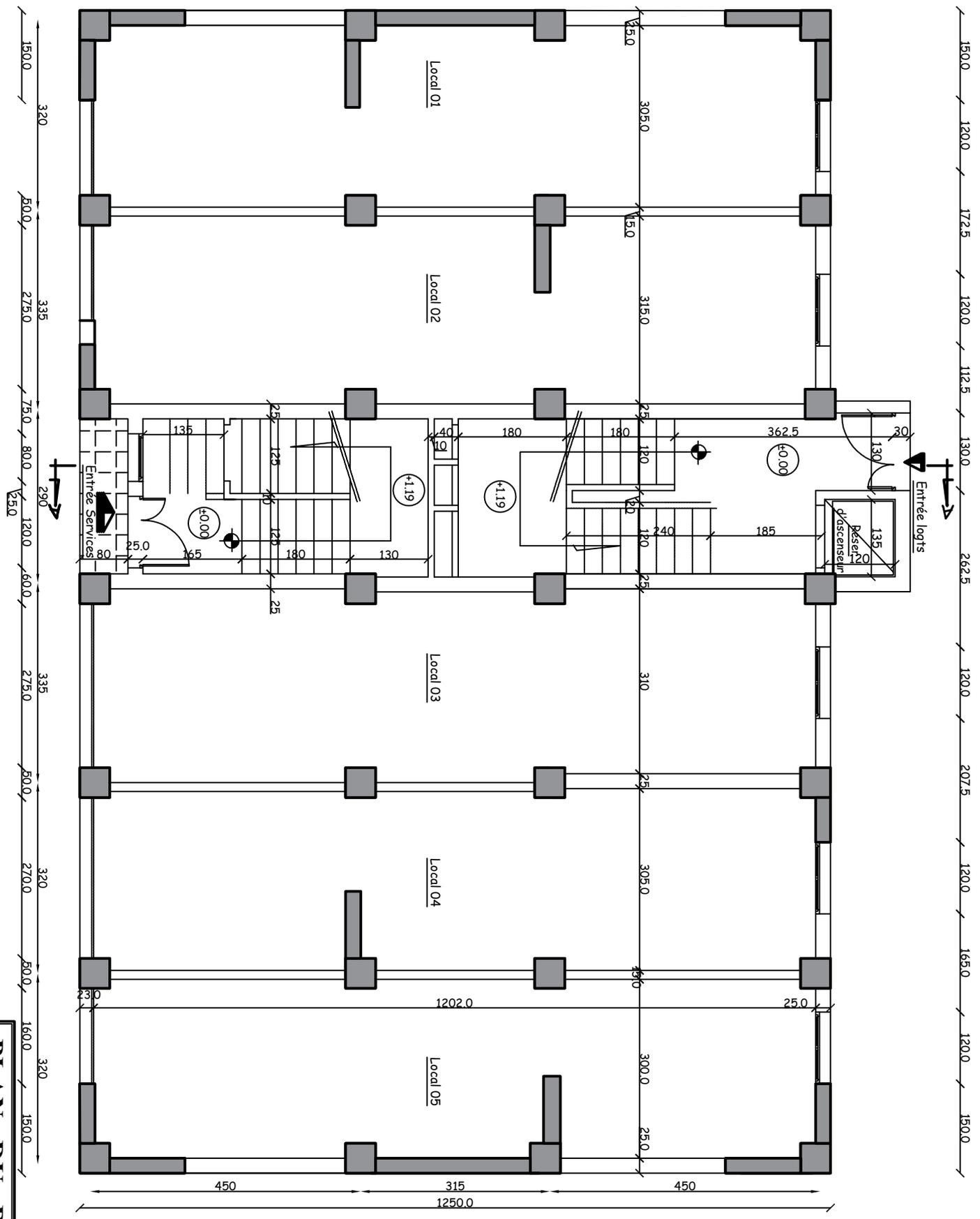
la disposition des voiles

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
<i>Eudié par :</i>	<i>Titre :</i>
<i>-M^{lle} TALBI Nadia</i>	la disposition des voiles
<i>-M^{lle} TEKKAL Chafaa</i>	
<i>Dirigé par :</i>	<i>Echelle°: 1/50</i>
<i>-M^r KHELLIL.N</i>	<i>Plan N°: 01'</i>
	<i>Promotion:</i>
	2019

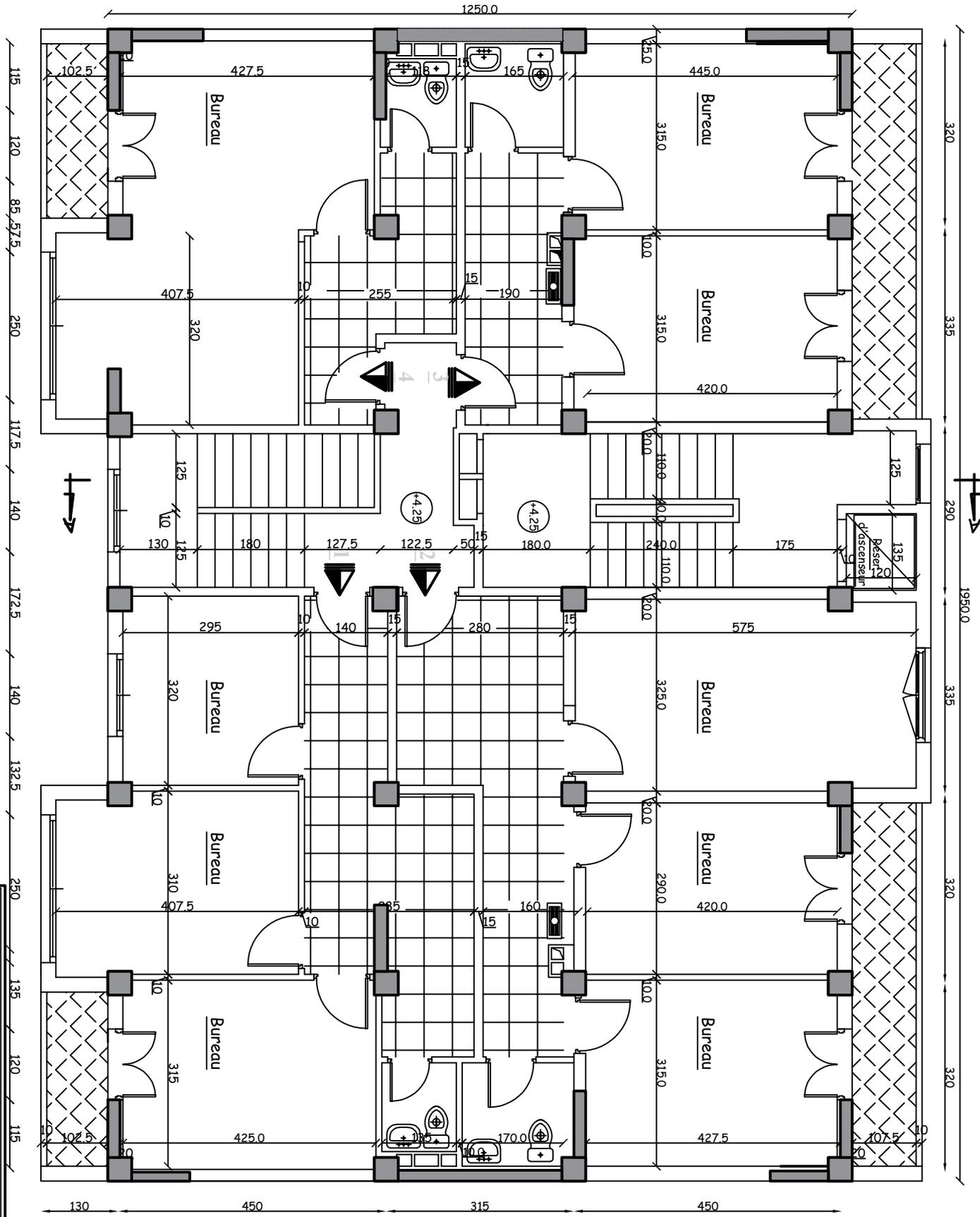
1



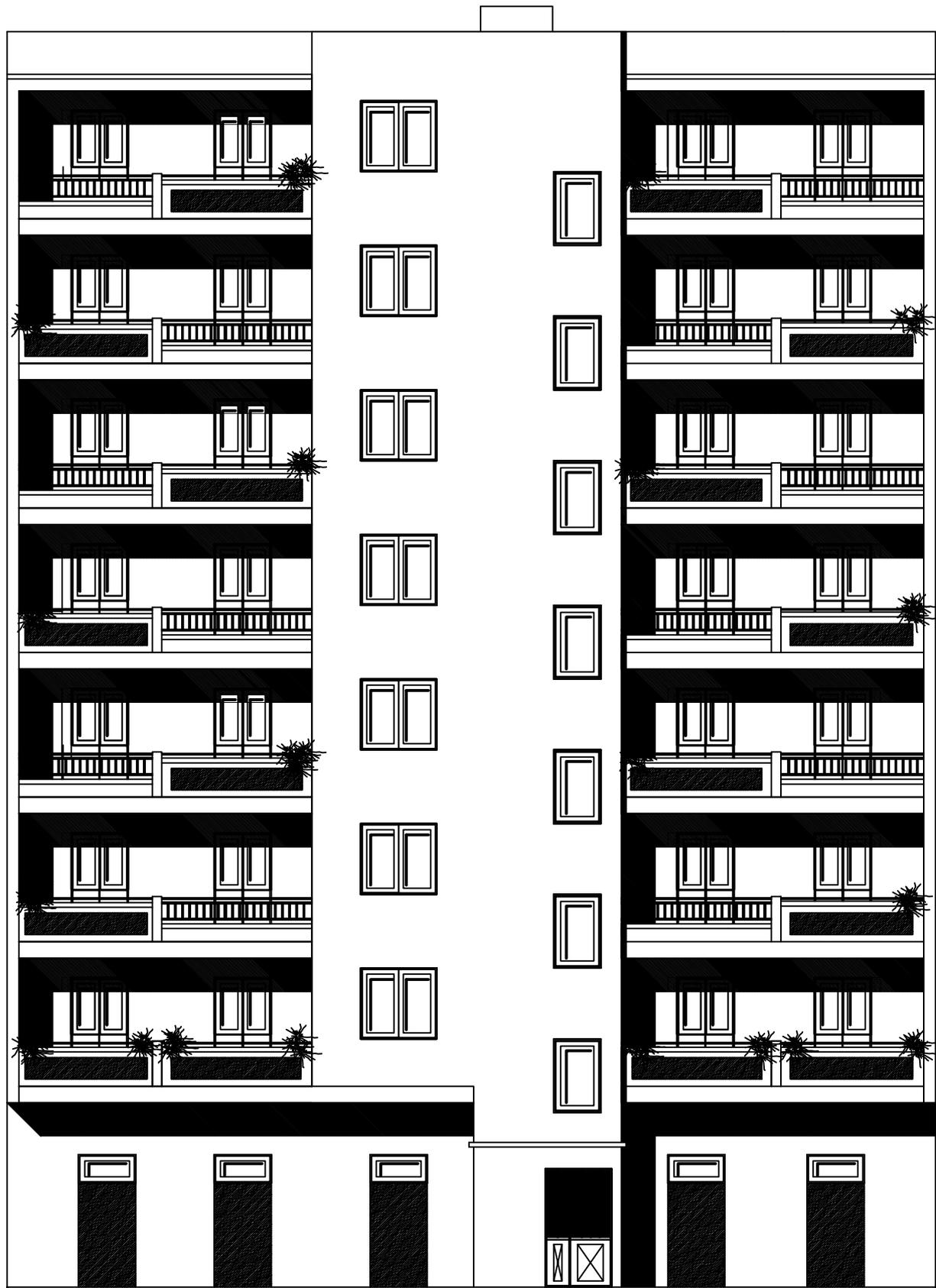
PLAN DU SOUS-SOL



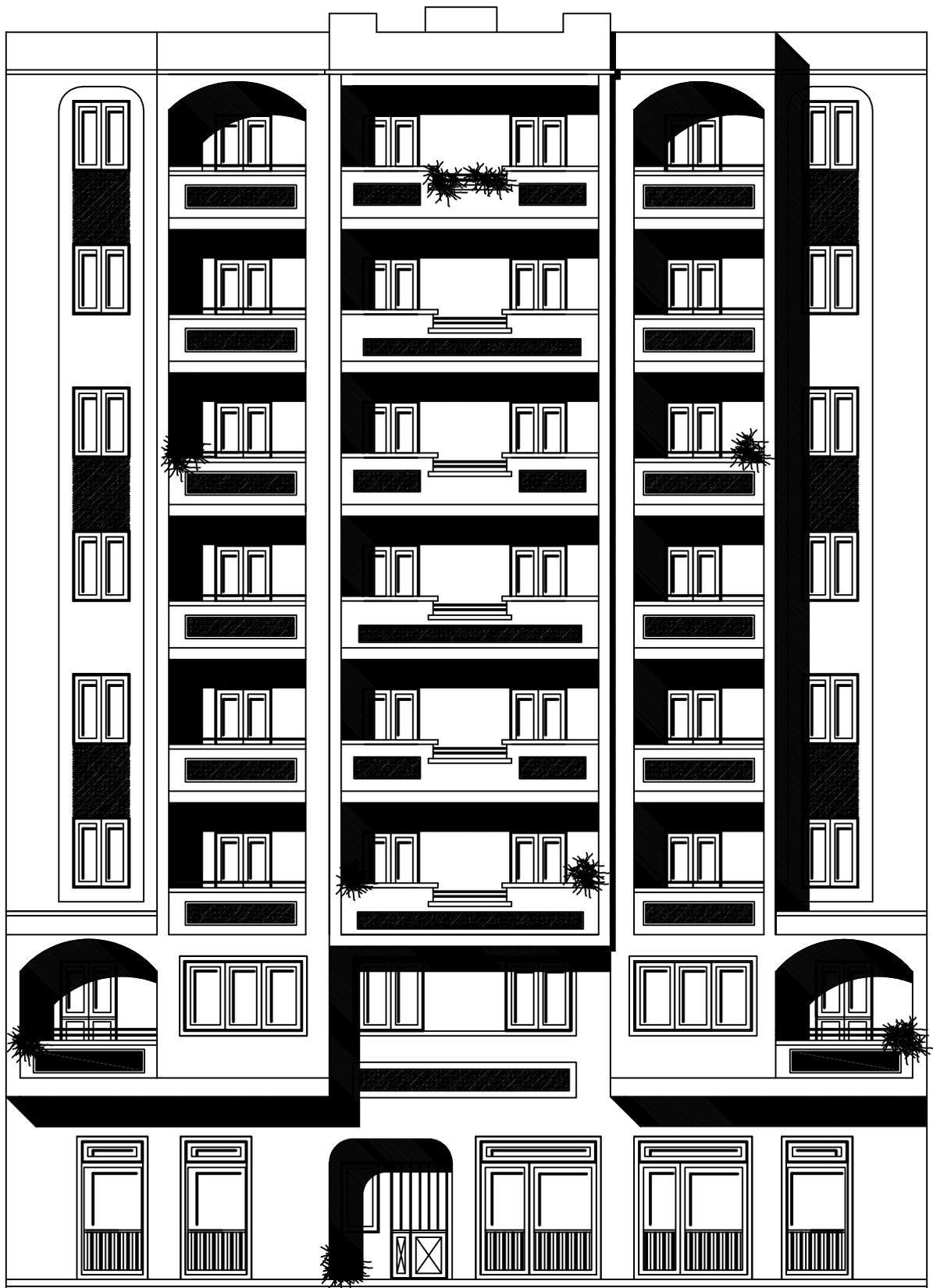
PLAN DU R D C



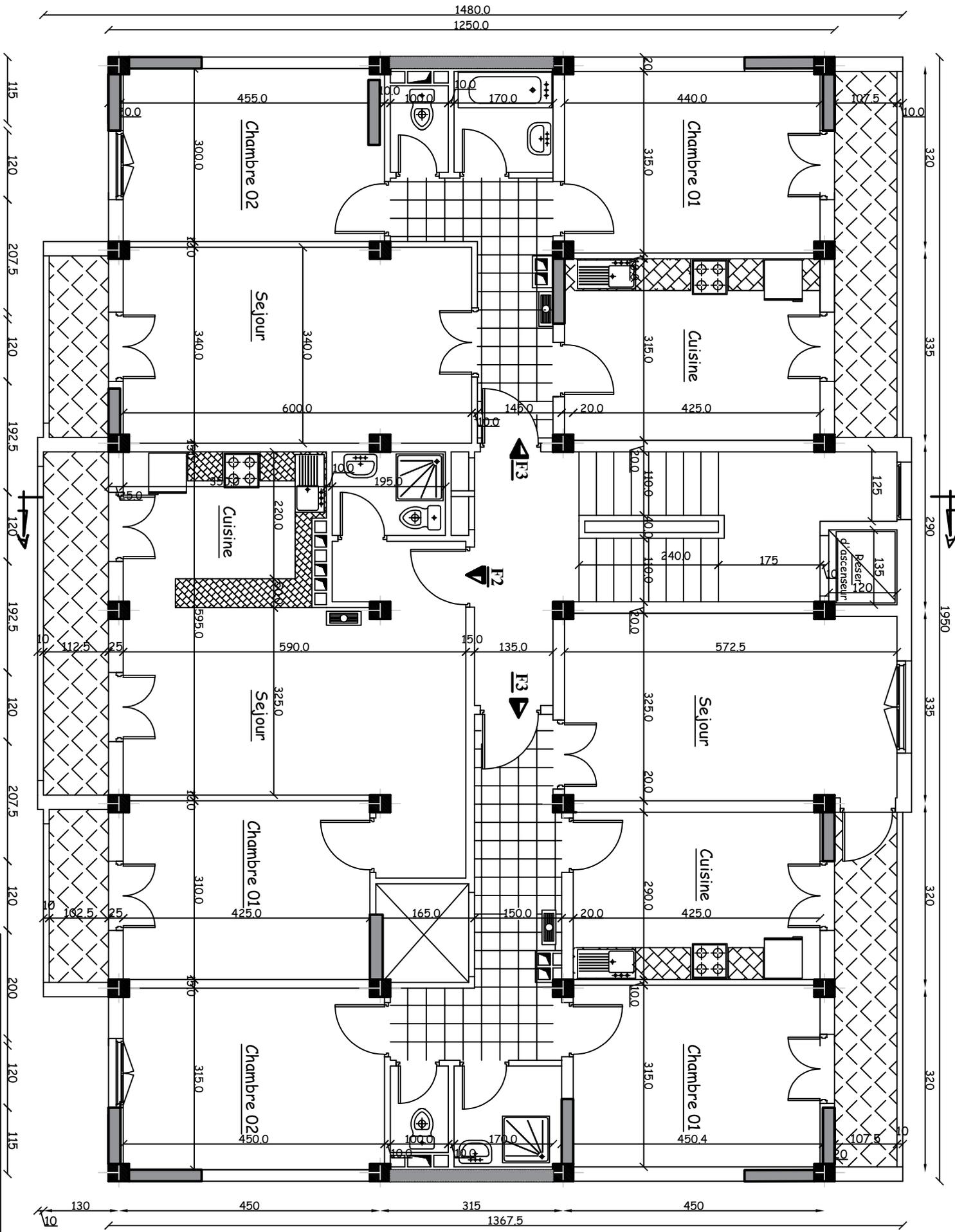
PLAN D'ETAGE 01 (SERVICES)



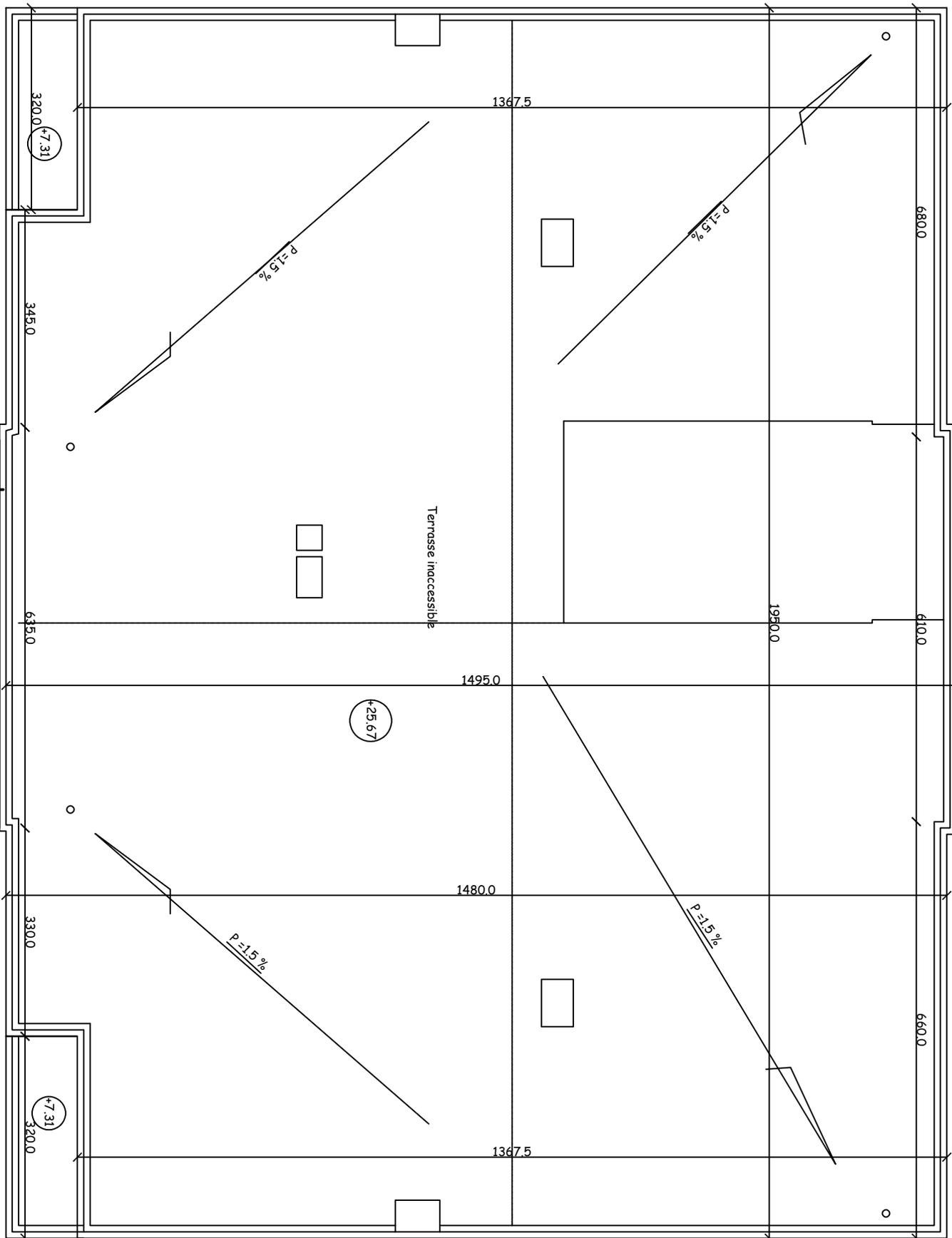
FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE



PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE

Introduction :

Dimensionner, calculer et implanter un ouvrage de Génie Civil requière plusieurs étapes. L'ingénieur est tenu de considérer Toutes les étapes en se référent aux règlements en vigueur. C'est dans cette optique que notre projet, qui consiste en l'étude d'un bâtiment en (R+7+1SS) s'inscrit.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié99) afin d'assurer la résistance, la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

Comme l'imposent les règlements en vigueur dans notre pays, notre structure est contreventée par des voiles et des portiques afin de reprendre les charges verticales et horizontales.

Introduction

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles à usages d'habitation ou bureautique ou commercial. Il est composé d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol, rez-de chaussée et étages ».

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modéliser pour conduire les calculs règlementaires.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage multiple (habitation, bureaux et commercial) en (R+7+Sous sol) à ossature en béton armé mixte, comportant notamment des portiques poteaux-poutres et des voiles.

La contrainte admissible du sol est de **2.5 bars**, retrouvée à une profondeur de **2 mètre**.

I.2 La zone d'implantation

Le projet est situé à **MEKLA**, wilaya de **TIZI-OUZOU** en Zone sismique (**zone IIa**) d'après la classification établie par le RPA 99version 2003. Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques et des voiles. Il comporte :

- 01 sous-sol à usage commercial
- RDC à usage commercial
- 1^{er} étage à usage de service
- Les 06 autres étages à usage d'habitation
- Cage d'escalier
- Cage d'ascenseur

I.3 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale : $L = 19.50$ [m]
- Largeur totale : $l = 12.50$ [m]
- Hauteur de l'étage courant : $h = 3.06$ [m]
- Hauteur de 1^{er} étage : $h = 3.06$ [m]
- Hauteur de RDC : $h = 4.25$ [m]
- Hauteur du sous sol : $h = 3.06$ [m]
- Hauteur totale : $H = 31.13$ [m]

I.4 La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée en respectant les règlements ainsi que l'état de l'art. Les principales références réglementaires sont :

- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91)
- D.T.R-B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).
- D.T.R-B.C.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- D.T.R-B.C.2.331 règles de calcul des fondations superficielles.

Les unités utilisées sont les suivantes :

- Mètre (m) pour les dimensions des blocs, des travées et des dimensions des éléments.
- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h ; b ; d ; etc. ...)
- Tonne (t) et (KN) pour les charges appliquées (G. Q. S. etc....)
- Tonne-mètre (T. m) et (KN.m) pour les moments fléchissant
- Centimètre carré (cm²) pour les sections d'acier

I.5 Les éléments de l'ouvrage

I.5.1 Planchers

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

Planchers en corps creux

Les planchers de notre bâtiment seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et des entrevous (ou hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur.

Dalles pleines

Sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

I.5.2 La maçonnerie

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm

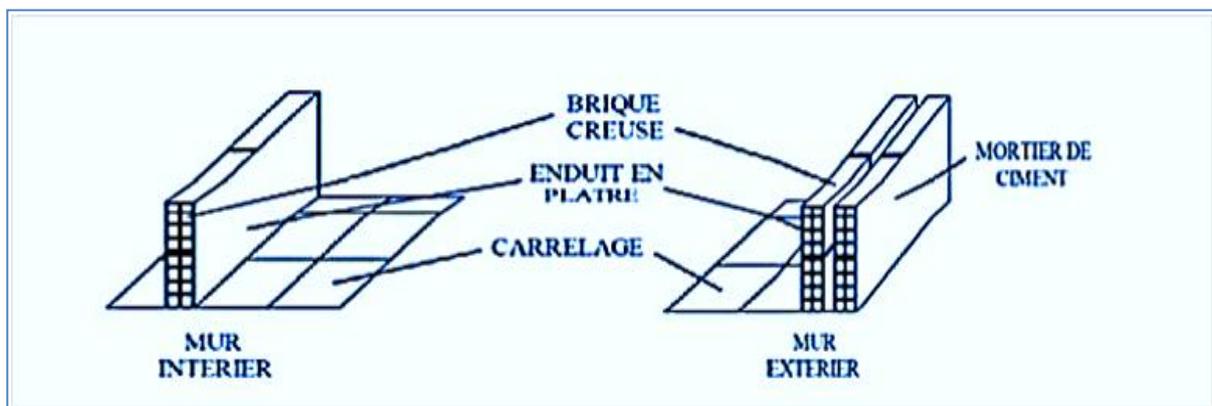


Figure I.1 Les murs

I.5.3 Les escaliers

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre différents niveaux d'un bâtiment. Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers droits composés de deux volées avec un palier de repos.

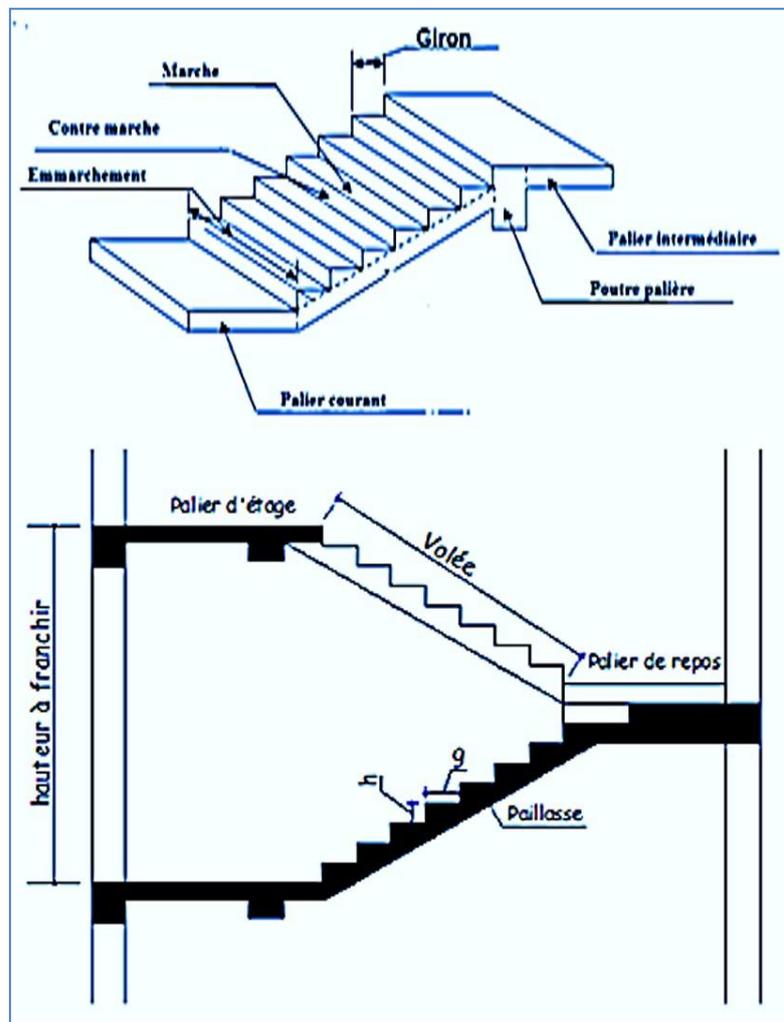


Figure I.2 Caractéristiques d'un escalier droit

I.5.4 Cage d'ascenseur

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

I.5.5 Revêtement

Il sera réalisé en :

- Carrelage scellé pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.5.6 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leurs offrent une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.5.7 Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations semi- profondes.

I.5.8 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.

I.5.9 L'acrotère

C'est un mur situé en bordure de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé 70 cm de hauteur.

I.6 Caractéristique mécanique des matériaux

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent reprendre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I.6.1 Méthodes de calcul

➤ État limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou l'un des éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement

- État limites ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs béton ou acier

Exemple : non rupture par écrasement du béton

- État limite ultime de stabilité de forme : non flambement d'un poteau

➤ État limite service (ELS)

État au-delà au quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation, De durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs)

I.6.2 Le béton

- La masse volumique du béton armé utilisé est de 2500 kg /m³.
- Le béton utilisé est un béton ordinaire.
- Le dosage en ciment étant de 350 kg/m³, la contrainte nominale de compression à 28 jours est prise égale à 25 MPA.

➤ I.6.2.a. Résistance caractéristique du béton à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit à écraser n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart- type} \quad S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité} \quad V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

À 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28c} = \bar{f}_c - k \cdot S$$

Tableau I.1 Coefficient k dépendant du risque de l'ouvrage

Ordre du risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2.33	1.64	1.28	0.80	0

k : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.

Le règlement algérien le CBA reconnaît pour les chantiers en algérienne une résistance minimale entre 20MPa à 25MPa.

Dans notre études on a choisie $f_{c28}=25\text{MPa}$.

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme suit: (**BAEL91 art /.2.1, 11**)

$$F_{Cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \text{ POUR } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$F_{Cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \cdot f_{c28} \text{ POUR } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

➤ 1.6.2.b La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj} \text{ (BAEL 91, art A.2.1,12)}$$

$$f_{t28} = 0,6+0,06(25)=2,1 \text{ MPa ou (N/mm}^2\text{)}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

I.6.3 Les contraintes limites

Contrainte limite du béton

➤ Les états limites

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

L'état limite ultime (E.L.U.)

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{28}}{\theta\gamma_b} \text{ (BAEL 91/ modifié99, art. A.4.3.41)}$$

Avec :

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 \dots\dots\dots & \text{Si } t > 24 \\ \theta = 0.9 \dots\dots\dots & \text{Si } 1h \leq t \leq 24 \\ \theta = 0.85 \dots\dots\dots & \text{Si } t < 24 \end{array} \right.$$

γ_b : Coefficient de sécurité, il vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ en situations durables ou transitoires (dit fondamental).} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.17 \text{ MPa pour une situation durable.} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa pour une situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Diagramme contraintes déformations du béton

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre **la figure I.3** suivante :

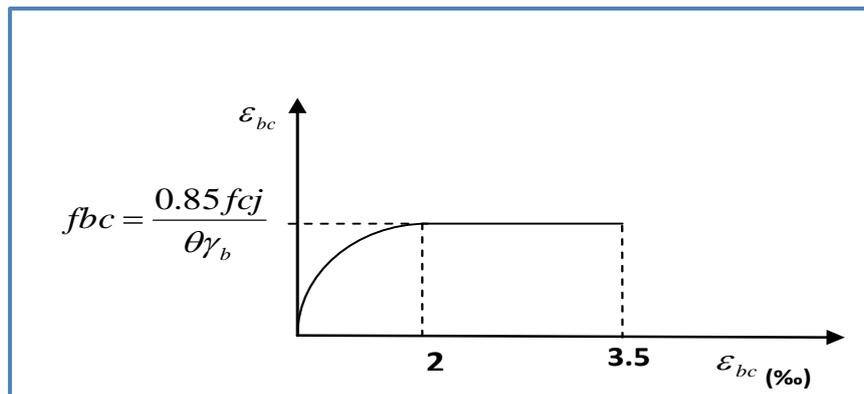


Figure I.3 Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique). $2‰ < \varepsilon_{bc} < 3.5 ‰$

D'où on aura : $\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{28}}{\theta\gamma_b}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; pour } \gamma_b = 1,5, \theta = 1 \text{ (situation courante)} \\ \sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa ; pour } \gamma_b = 1,15, \theta = 0,85 \text{ (situation accidentelle)} \end{array} \right.$$

État limite de service (ELS)

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

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. (BAEL 91/ modifié99, art. A.4.5.2)}$$

Diagramme contraintes déformations du béton

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire.

Comme le montre la figure suivante :

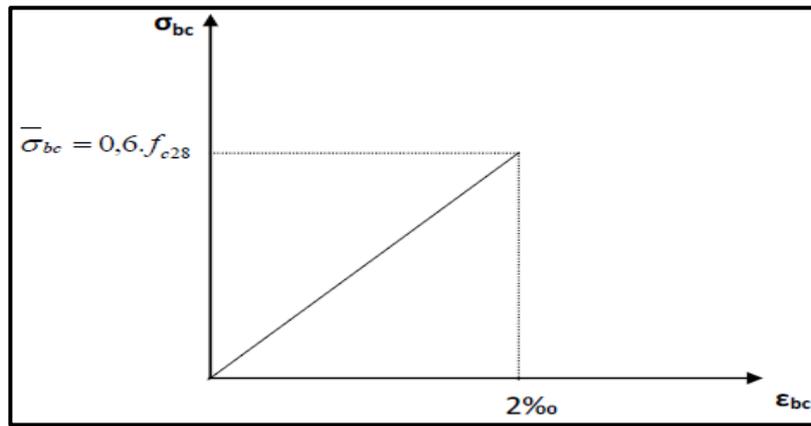


Figure I.4 Diagramme contrainte déformation du béton (ELS)

Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ (BAEL.91/ modifié99, art . A.5.1, 1)}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}), \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min (0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}). \end{array} \right.$$

Avec :

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

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Module d'élasticité du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : (BAEL91/ modifié99, art A-2.1, 21)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Chargement de courte durée), en (MPa)}$$

Différée : (BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (chargement de longue durée), en (MPa)}$$

f_{cj} : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

$$\text{À } j=28\text{jours} \rightarrow E_{ij}=32164,2 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow E_{vj}=10818,86 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \text{ (BAEL99/ modifié99, art .A.2.1.3)}$$

Avec : E : module de Young
 ν : Coefficient de Poisson

Coefficient de poisson

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\Delta D/D}{\Delta L/L} \text{ (BAEL91/ modifié99, art.2.1, 3)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,20 \text{ pour le calcul des déformations. (ELS)} \\ \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations. (ELU)} \end{array} \right.$$

I.6.4 Les aciers

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste très mal à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction engendrés par le béton tendu.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence).

Tableau I.2 Caractéristiques mécaniques des aciers

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture [%]	Coef. De Fissuration	Coef.de scellement [ψ]
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	550	8	1,3	1

a) Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (MPa) (BAEL91/ modifié99, art A.2.2 ,1)}$$

b) Contrainte limite dans les aciers (BAEL91/ modifié99, art A.4.3.1)

État limite ultime

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL91/modifié99, art A.2.1.2)}$$

Avec : σ_{st} : La contrainte d'acier à l'ELU.

F_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ Situation courante. (BAEL91/modifié99, art.4.3.2)} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Diagramme contraintes-déformations

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ε_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

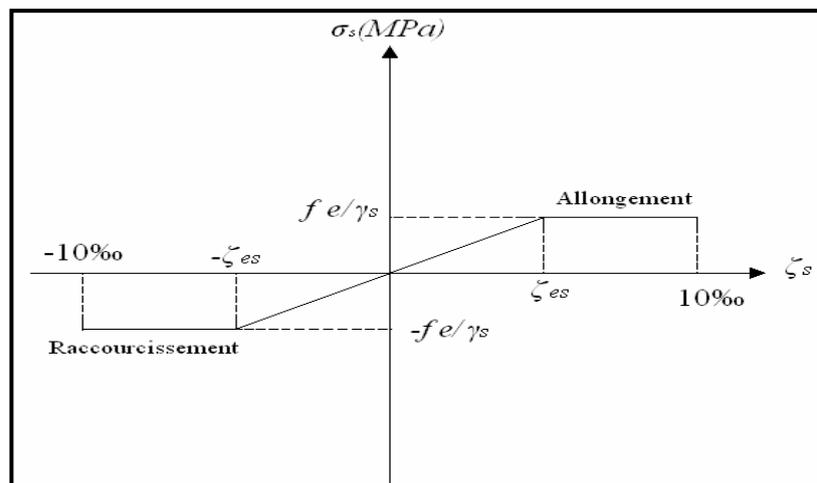


Figure I.5 Diagramme contraintes – déformations de l'acier

État limite de service

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- **Fissuration peu préjudiciable : (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.2)**

Aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.3)**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \quad \text{pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.} \\ \eta=1,3 \quad \text{pour les aciers de haute adhérence } (\phi < 6\text{mm}). \\ \eta=1,6 \quad \text{pour les aciers de moyenne adhérence } (\phi > 6\text{mm}). \end{array} \right.$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91modifié99, art. A.4.5.3.4)**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que : $\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa}$

I.6.5 Protection d'armatures (BAEL91modifié99, art A. 7.1)

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

- $c \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

II.1 Les planchers

La hauteur des planchers de notre bâtiment, compte tenu de la description au chapitre ' I ' sera donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

$L_{\max} = 3,35 - 0,25 = 3,10 \text{ m}$: Longueur maximale entre nus des appuis dans le sens considéré.

$h_t = \frac{310}{22,5} = 13,77 \text{ cm}$: Hauteur totale du plancher.

On adoptera une hauteur normalisée de $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm, dont 16cm qui est la hauteur du corps creux et 4cm c'est la hauteur de la table de compression.

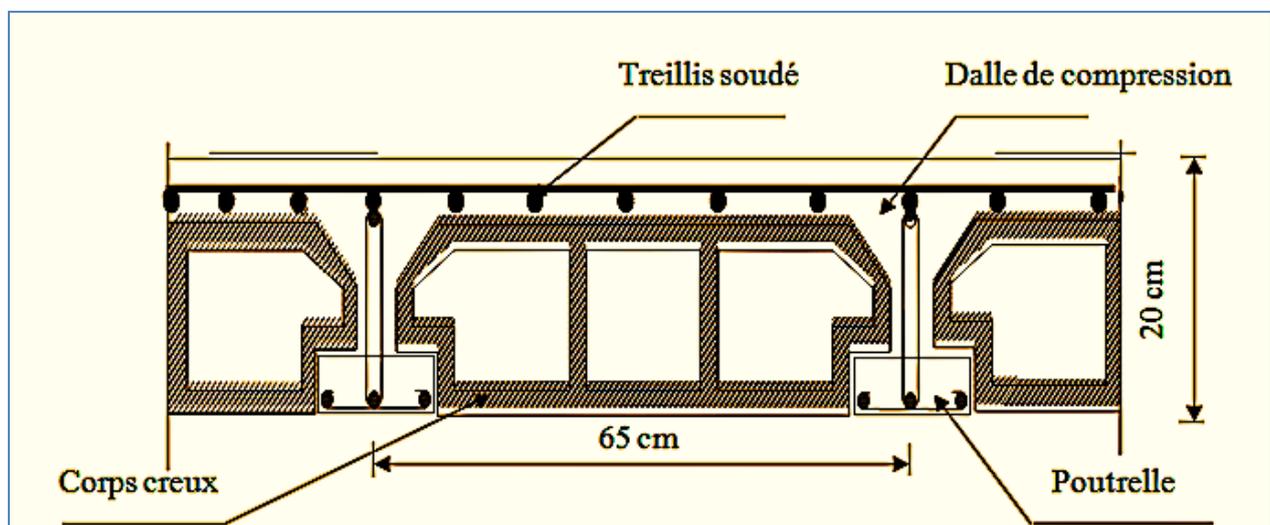


Figure II.1 Plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis (plancher semi-fabriqués)

II.2 Dalles pleines

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

a. Résistance à la flexion

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastree.

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule $e \geq L_0 / 10$

Avec L_0 : portée libre.

$$L_0 = 122.5 \text{ cm. Donc: } e \geq 122.5/10 \text{ } e \geq 12,25 \text{ cm.}$$

b. Résistance au feu

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15 \text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

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

c. Isolation phonique

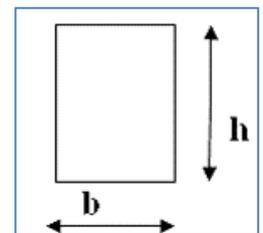
Selon les règles technique (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 15 \text{ cm}$.

II.3 Les poutres

Les poutres sont en béton armé, de section rectangulaire. Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles), ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- Largeur $b \geq 20\text{cm}$
- Hauteur $h \geq 30\text{cm}$ (RPA2003-art 7-5-1)
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$



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

$$ht : \text{ hauteur comprise entre : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : la plus grande travée

$$b : \text{ largeur comprise entre : } 0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1 Les poutres principales

Elles ont pour longueur : $L_{\max} = 450\text{cm}$

Sachant que $b_{\text{pot}}=25\text{cm}$ (Zone IIa ; RPA99 version 2003 art 7-4-1) 1

$$L = 450 - 25 = 425$$

La hauteur de la poutre : $\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$

$$\rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5 \quad h = 35 \text{ cm.}$$

$h=35$
 $h \geq 30$ (RPA, zone II_a)

$$\mathbf{h=35\text{cm}}$$

La largeur de la poutre : $(0.4 \times 35) \leq b \leq (0.7 \times 35)$

$$\rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \quad b = 20 \text{ cm}$$

$b=20$
 $b \geq 20$ (rpa zone II_a)

$$\mathbf{b=25\text{cm}}$$

D'où la section des poutres principales est de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.3.2 Les poutres secondaires

La longueur de la poutre : $L_{\max} = 335\text{cm}$

Sachant que : $b_{\text{pot}}=25\text{cm}$ (Zone IIa ; RPA2003 art 7-4-1)

$$L=335-25=310\text{cm}$$

La hauteur de la poutre : $\frac{424}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$

$$20.66 \leq h \leq 31 \quad \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$h=30$; $h \geq 30$ (rpa zone II_a) $\rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$

La largeur de la poutre : $12 \leq b \leq 21$

$$\rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow b = 20\text{cm}$$

¹ La section minimales des poteaux en zone sismique (IIa) doit être supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

$$b \geq 25 \text{ (RPA zone II}_a\text{)} \quad \rightarrow \quad b = 25 \text{ cm}$$

D'où la section des poutres secondaires est de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Section des poutres adoptées :

- Poutres principales : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau II.1 Vérifications des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
Hauteur h (cm)	$35 \geq 30$	$30 \geq 30$	vérifiée
Largeur b (cm)	$25 \geq 20$	$25 \geq 20$	vérifiée
$h/b \leq 4$	$1.75 \leq 4$	$1.2 \leq 4$	vérifiée
$b \text{ max} \leq 1.5h+b$	$25 \leq 77.5$	$25 \leq 70$	vérifiée

Remarque : On remarque bien que les conditions imposées par le RPA 2003 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : $(35 \times 25) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

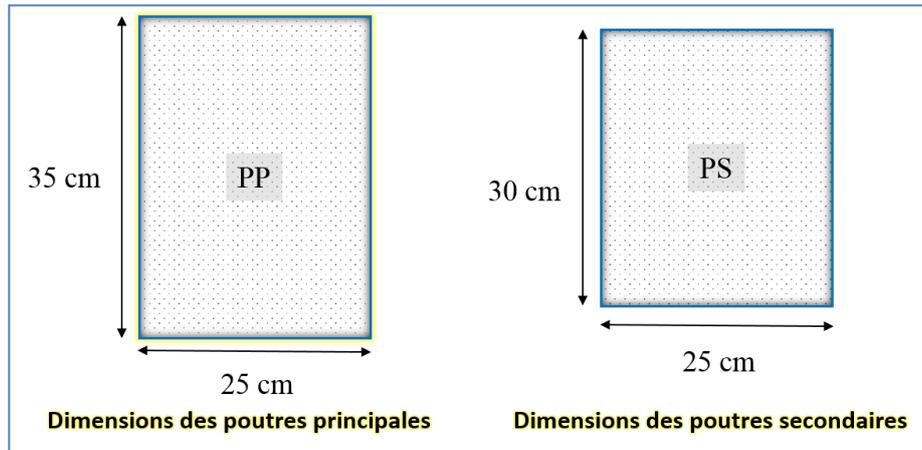


Figure II.2 Sections adoptées pour les poutres secondaires et principales

II.4 L'acrotère

1. Calcul de son poids propre

$$G = \left[(0.1 \times 0.7) + (0.07 \times 0.1) + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] \times 25 \times 1$$

$$G = 1,963 \text{ KN / ml}$$

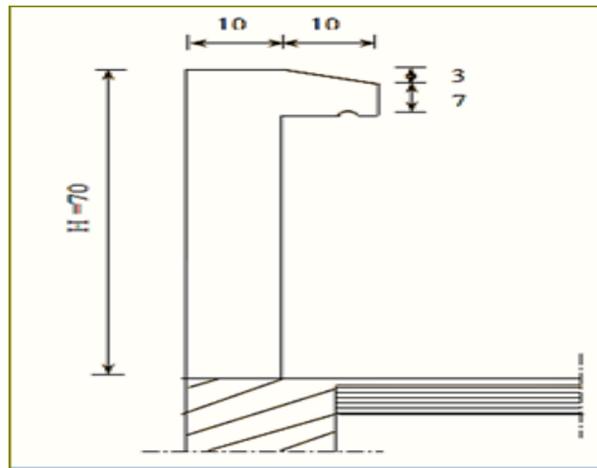


Figure II.3 Dimensions de l'acrotère

II.5 Les voiles

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

Selon l'article (7.7.1 du RPA 99/V2003), seuls les éléments structuraux ayant un rapport $L_{\min} \geq 4e$ sont considérés comme des voiles, dont leur épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15 cm.

L_{\min} : longueur minimale des voiles.

e : épaisseur du voile.

$e = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = h_e / 20$.

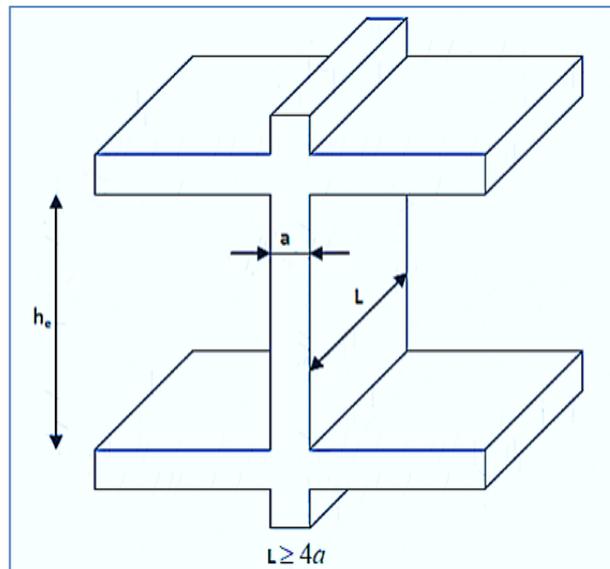


Figure II.4 Différentes coupes des voiles

- **Pour le sous-sol : (h=306cm)** he = h- épaisseur de la dalle (ht=20cm)
 $he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ $e \geq \frac{he}{ht} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$
- **Pour le RDC : (h= 425cm)** he = h- épaisseur de la dalle (ht = 20cm)
 $he = 425 - 20 = 405 \text{ cm}$ $e \geq \frac{he}{ht} = \frac{405}{20} = 20.25 \text{ cm}$
- **Pour l'étage courant : (h=306 cm)** he = h - épaisseur de la dalle (ht=20cm)
 $he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ $\rightarrow e \geq \frac{he}{ht} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

La majorité des voiles dans nos ouvrages sont linéaires donc on choisira :

$$e \geq he/20 = \max (20.25 ; 14.3 \text{ cm})$$

Finalement, les épaisseurs retenues pour les voiles sont comme suit :

Pour le sous-sol et pour RDC : e = 25 cm

Pour les étages courants e = 20cm

Vérification

Pour la longueur des voiles, on doit vérifier que $L_{min} \geq 4 e$

Avec L_{min} : portée min des voiles

Pour le sous-sol et le RDC : $L_{min}=150-25=125\text{cm} \Rightarrow L_{min} > 4 \times 25 = \mathbf{100\text{ cm}}$

Pour l'étage courant : $L_{min}=115-25=90\text{ cm} \Rightarrow L_{min} > 4 \times 20 = \mathbf{80\text{ cm}}$

II.6 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité avec :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

Le RPA nous impose pour la zone (IIa), des dimensions transversales des poteaux qui doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

S : section transversale du poteau

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$$0,6f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

II.7 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m^2) ; et les surcharges d'exploitations Q (KN/m^2) ; nous allons nous référer au DTR B.C 2.2.

II.8.1 Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes : $G = \text{épaisseur} \times \text{le poids volumique}$

a.1 Les planchers

Plancher terrasse inaccessible

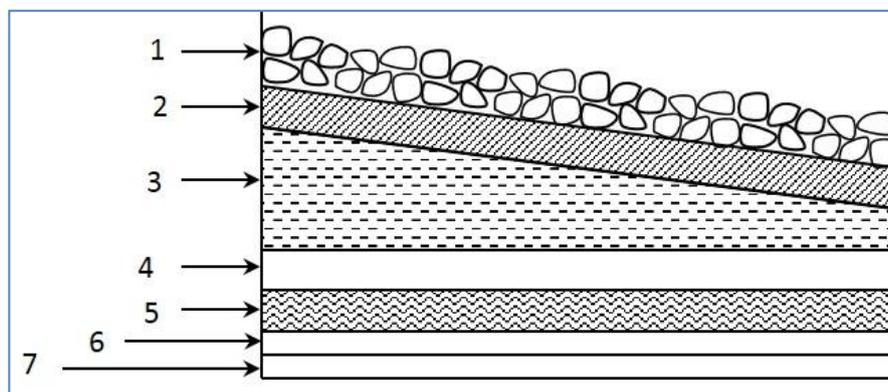


Figure II.5 Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II. 2 Calcul de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Épaisseur(m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	Béton en pente	0,07	22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0.16
5	Feuille de polyane	0.1	1	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	/	2.8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
			G_{tot}	5.68

a.1.2 Plancher d'étage courant

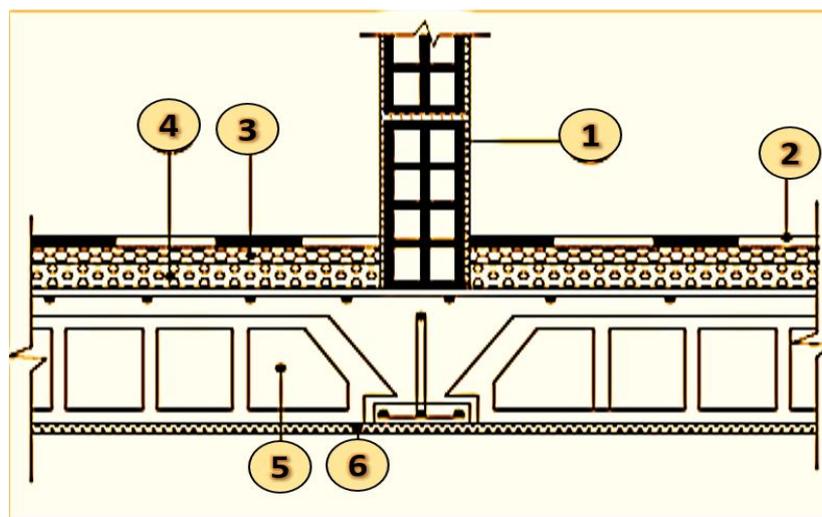


Figure II.6 Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)

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

a.2 Les Murs

➤ Pour les étages de hauteur 3.06 m

Murs extérieurs

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

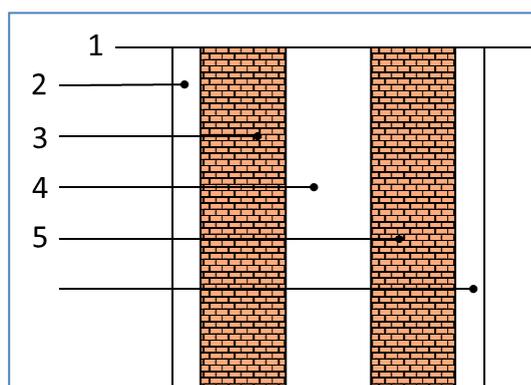


Figure II.7 Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.4 Calcul de la charge permanente du mur extérieur (h=3.06 m)

N°	Désignation	Hauteur× épaisseur (m ²)	ρ (KN / m ³)	G (KN / ml)
1	Enduit ciment	2.86×0.02	18	1.03
2	Briques creuses	2.86×0.10	9	2.57
3	Lame d'air	2.86×0.05	0	0
4	Briques creuses	2.86×0.10	9	2.57
5	Enduit plâtre	2.86×0.02	10	0.57
G_{Tot}				6.74

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse avec enduit	0,1+0.04	9+10	0.9+0.4=1.3
2	Revêtement carrelage	0,02	20	0.40
3	Mortier de pose	0,02	22	0.44
4	Couche de sable	0,02	20	0.40
5	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	/	2.85
6	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
G_{Tot}				5.59

Murs intérieurs

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre appliqué sur les 2 faces.

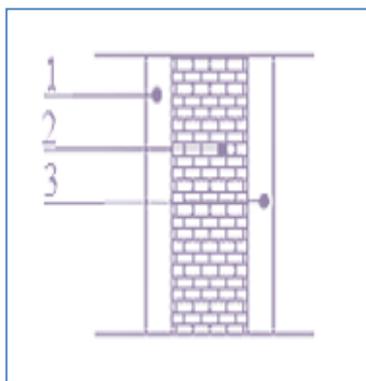


Figure II.8 Coupe vertical d'un mur de séparation

Tableau II.5 Calcul de la charge permanente du mur intérieur (h=3.06)

N°	Désignation	Épaisseur×hauteur (m ²)	ρ (KN / m ³)	G (KN / ml)
1	Enduit plâtre	2.86×0.02	10	0.57
2	Briques creuses	2.86×0.10	9	2.57
3	Enduit plâtre	2.86×0.02	10	0.57
G_{Tot}				3.71

➤ Pour le RDC (hauteur 4.25m)

Murs extérieurs

Tableau II.6 Calcul de la charge permanente du mur extérieur (h=4.25 m)

N°	Désignation	Épaisseur×Hauteur (m ²)	ρ (KN / m ³)	G (KN / ml)
1	Enduit ciment	4.05×0.02	18	1.45
2	Briques creuses	4.05×0.10	9	3.65
3	Lame d'air	4.05×0	0	0
4	Briques creuses	4.05×0.10	9	3.65
5	Enduit plâtre	4.05×0.02	10	0.81
G_{Tot}				9.56

Murs intérieurs

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre appliqué sur les 2 faces du mur.

Tableau II.7 Calcul de la charge permanente du mur intérieur (h=4.25 m)

N°	Désignation	Épaisseur×hauteur (m ²)	ρ (KN / m ³)	G (KN / ml)
1	Enduit plâtre	4.05×0.02	10	0.81
2	Briques creuses	4.05×0.10	9	3.65
3	Enduit plâtre	4.05×0.02	10	0.81
G_{Tot}				5.27

a.3 Dalle pleine

Tableau II.8 Calcul de la charge permanente de la dalle pleine

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
G_{tot} =				5,39

b. Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Tableau II.9 Surcharges d'exploitation

Éléments	Surcharge(Q) (KN/m ²)
Plancher d'étage courant	1.5
Terrasse inaccessible	1
Balcon	3.5
Plancher sous-sol	2.5
Escalier	2.5
Plancher a usage locaux(RDC)	5
Acrotère	1

II.8.2 : Descente de charges

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

II.8.3 : Calculs des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

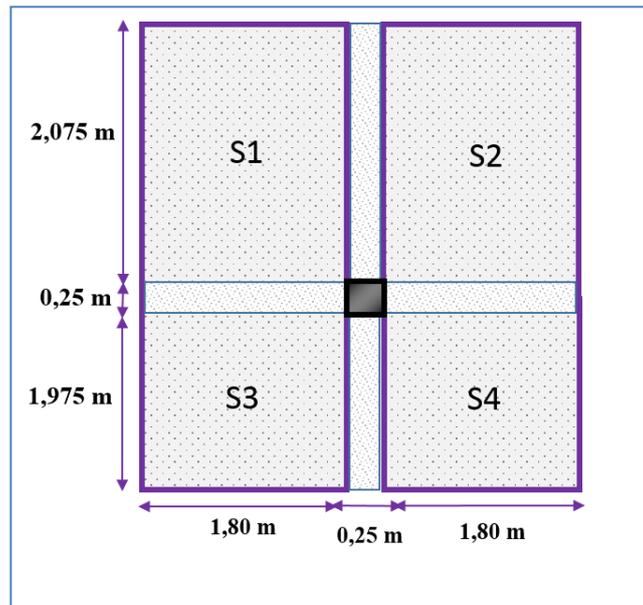


Figure II.9 Surface revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S_p + S_{pp} + S_{ps}$$

Section du plancher:

$$S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.68 \times 2.25 = 3.78 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.60 \times 2.25 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.68 \times 1.56 = 2.65 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.60 \times 1.58 = 2.53 \text{ m}^2$$

$$S = 12.56 \text{ m}^2$$

Section de la poutre principale :

$$S_{pp} = 0.25 \times (2.25 + 1.58) = 0.96 \text{ m}^2$$

Section de la poutre secondaire :

$$S_{ps} = 0.25 \times (1.68 + 1.60) = 0.82 \text{ m}^2$$

$$S = 12.56 + 0.96 + 0.82 = 14.34 \text{ m}^2$$

Finalement, la surface du plancher revenant au poteau considéré est **$S = 14.34 \text{ m}^2$**

La surface d'exploitation du plancher revenant au poteau est comme suit :

$$S' = [(1.68 + 0.25 + 1.60) \times (1.58 + 0.25 + 2.25)] = 14.40 \text{ m}^2$$

A) Charges permanents**1) Poids des poutres**

- Poutres principales : $G_{pp} = 0.35 \times 0.25 \times (1.58+2.25) \times 25 = 8.38 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $G_{ps} = 0.30 \times 0.25 \times (1.68+1.60) \times 25 = 6.15 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres est de : $G_p = 8.38 + 6.15 = \mathbf{14.53 \text{ KN}}$

2) Poids des planchers

- Plancher terrasse inaccessible : $G_T = 12.56 \times 5.68 = \mathbf{71.34 \text{ KN}}$
- Plancher étage courant : $G_e = 12.56 \times 5.59 = \mathbf{70.21 \text{ KN}}$

3) Poids propre des poteaux

$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times 4.25 \times 25 = \mathbf{6.64 \text{ KN}}$$

$$G_{ec} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{4.78 \text{ KN}}$$

$$G_{S/Sol1} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{4.78 \text{ KN}}$$

4) Poids propre des mur

$$G_{RDC} = 5.27 \times (2.25 + 1.58 + 1.60 + 1.68) = \mathbf{37.5 \text{ KN}}$$

$$G_{ec} = 3.71 \times (2.25 + 1.58 + 1.60 + 1.68) = \mathbf{26.38 \text{ KN}}$$

B) Surcharge des planchers

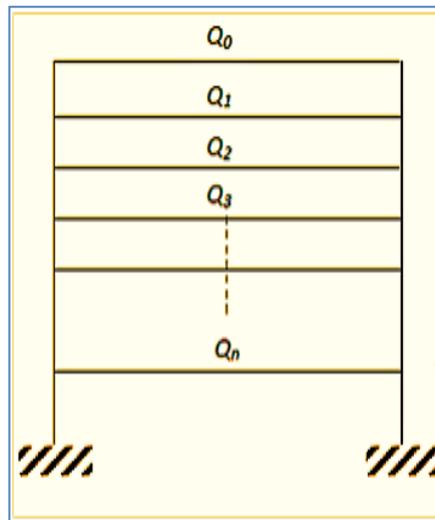
Plancher terrasse inaccessible: $Q_0 = S' \times 1,00 = 14.40 \times 1,00 = \mathbf{14.40 \text{ KN}}$

Plancher à usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = S' \times 1,5 = 14.40 \times 1,5 = \mathbf{21.6 \text{ KN}}$

Planchers à usage commercial : $Q_{RDC} = Q_{SS} = S' \times 2,5 = 14.40 \times 2,5 = \mathbf{36 \text{ KN}}$

II.8.4 Loi de dégression des charges

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire **DTR BC2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (**DTR BC 2-2/6-1**) Soit :



Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotées à partir du sommet du bâtiment. Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

$$\Sigma Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \Sigma_{i=5}^n Q_i \text{ pour } 5 \geq n$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\vdots \quad \quad \quad \vdots$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

➤ Coefficients de dégression des surcharges

Tableau II.10 Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	T	6	5	4	3	2	1	RDC	S-SOL
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688

➤ Calcul des surcharges selon la loi de la dégression des charges

Tableau II.11 Résumé des sections obtenues par la descente des charges

Niveau	Surcharges d'exploitations
7	$Q_0 = 1 \times 14.40 = 14.40 \text{KN}$
6	$Q_0 + Q_1 = 14.40 + 21.60 = 36 \text{KN}$
5	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.40 + 0.95 (2 \times 21.6) = 55.44 \text{KN}$
4	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.40 + 0.90 (3 \times 21.6) = 72.72 \text{KN}$
3	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.40 + 0.85 (4 \times 21.6) = 87.84 \text{KN}$
2	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.40 + 0.80 (5 \times 21.6) = 100.8 \text{KN}$
1	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.40 + 0.75 (6 \times 21.6) = 111.6 \text{KN}$
RDC	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{\text{RDC}}) = 14.40 + 0.714 ((6 \times 21.6) + (36)) = 132.64 \text{KN}$
S/SOL	$Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{\text{RDC}} + Q_{\text{SSOL}}) = 14.40 + 0.688 ((6 \times 21.6) + (2 \times 36)) = 153.10 \text{KN}$

Avec Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Tableau II.12 Prédimensionnement des poteaux

Niveaux	Charges permanentes KN					Charges exploitations KN		Efforts normaux	Section des poteaux cm ²			
	G plancher	G poutre	G poteau	G mur	G total	G cum	Q cum	N=Gc+Qc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Sections calculées	Section RPA	Section adoptées
7	71.34	14.53	4.78	26.38	117.03	117.03	14.40	131.43	87.62	10X10	25X25	30X30
6	70.21	14.53	4,78	26.38	115.87	232.9	36	268.9	179.27	15X15	25X25	30X30
5	70.21	14.53	4.78	26.38	115.87	348.77	55.44	404.21	269.47	18X18	25X25	35X35
4	70.21	14.53	4.78	26.38	115.87	464.64	72.72	537.36	358.24	19X19	25X25	35X35
3	70.21	14.53	4.78	26.38	115.87	580.51	87.84	668.35	445.57	22X22	25X25	40X40
2	70.21	14.53	4.78	26.38	115.87	696.38	100.8	797.18	531.45	25X25	25X25	40X40
1	70.21	14.53	4.78	26.38	115.87	812.25	111.6	923.85	615.9	26X26	25X25	40X40
RDC	70.21	14.53	6.64	37.50	128.88	941.13	132.64	1073.77	715.85	27X27	25X25	45X45
S/SOL	70.21	14.53	4.78	26.38	115.87	1057	153.10	1210.1	806.73	30X30	25X25	45X45

II.9 Vérification

A. Vérification relative au coffrage

La vérification de la section du poteau (RPA99/version 2003 Art7.4.1) en Zone IIa nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(25 \times 25) = 25\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

On doit aussi effectuer les vérifications suivantes pour chaque section adoptée des poteaux :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $1/4 < b/h < 4$

Avec h_e : la hauteur libre du poteau.

- Pour le sous-sol : ($h_e = 306$ cm)

$$\text{Min}(45,45) = 45\text{cm} \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- pour le RDC : ($h_e = 425$ cm)

$$\text{Min}(45,45) = 45\text{cm} \geq 425/20 = 21.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pour le 1^{er}, 2^{ème}, le 3^{ème} étage ($h_e = 306$ cm)

$$\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pour le 4^{ème}, 5^{ème} étage

$$\text{Min}(35 \times 35) = 35\text{cm} \geq 306/20 = 15,3\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pour le 6^{ème}, 7^{ème} étage

$$\text{Min}(30 \times 30) = 30\text{cm} \geq 306/20 = 15,3\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \text{avec : } \lambda = \frac{0.707l_0\sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45l_0}{b}$$

λ : Élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,707 l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = \frac{bh^3}{12}$

B : Section transversale du poteau (B = hxb).

l_0 : Longueur libre du poteau

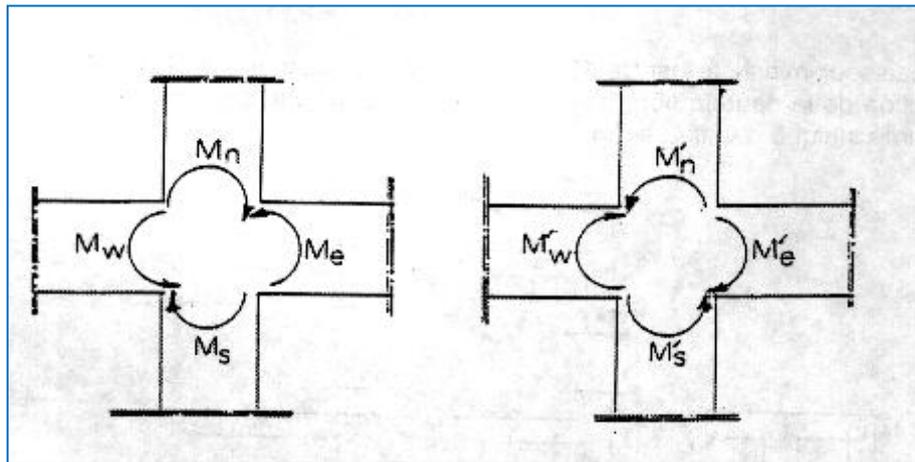
Tableau II.13 Vérification au risque de flambement

Étage	Sous-sol ; RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} et 7 ^{ème}
l_0	3.06-0.35= 2.71	3.9	2.71	2.71
l_f (m)	1.92	2.76	1.92	1.92
Section des poteaux (cm ²)	45X45	40X40	35X35	30X30
$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	14.75	21.23	16.6	18.97
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La condition $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ est vérifiée pour tous les poteaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

II.7 Vérification des rigidités et des inerties

D'après l'article 7.6.2 du RPA 2003 on dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres.



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

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure II.10 Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.

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

$$\text{On a : } \sigma = \frac{MV}{I} \text{ Donc } M = \frac{\sigma I}{V}$$

$$\frac{\sigma I_{pot}}{V} + \frac{\sigma I_{pot}}{V} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma I_{pout}}{V} + \frac{\sigma I_{pout}}{V} \right)$$

$$\text{On doit avoir : } I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$$

➤ **Inertie poutres principales (25x35) :**

$$I_{pout} = \frac{(25 \times 35^3)}{12} = 89322.9 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad 1.25 I_{pout} = 111653.65 \text{ cm}^4$$

➤ **Inertie des poteaux :**

$$\text{Poteaux du sous-sol ; RDC : } I_{pot} = \frac{45 \times (45)^3}{12} = 341718.75 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux du 1}^{\text{er}} \text{ étage } 2^{\text{ème}}, 3^{\text{ème}} : I_{pot} = \frac{40 \times (40)^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux du } 4^{\text{ème}} \text{ } 5^{\text{ème}} \text{ étage : } I_{pot} = \frac{35 \times (35)^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux du } 6^{\text{ème}} \text{ et } 7^{\text{ème}} \text{ étage : } I_{pot} = \frac{30 \times (30)^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Remarque : après avoir faire les vérifications on a trouvé que les poteaux du 6^{ème} et 7^{ème} étage moins faible que les poutres or que il faut le poteau soit plus rigide que la poutre donc on doit augmenter la section des poteaux.

➤ **Conclusion**

Une fois les calculs nécessaires pour le pré-dimensionnement des éléments achevés, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher **h_t = 20cm, soit (16+4) cm**
- Section des poutres principales **(25x35) cm²**
- Section des poutres secondaires **(25x30) cm²**
- épaisseur des voiles : RDC, sous-sol : **e = 25 cm** Étages courants : **e = 20 cm**
- Sections des poteaux :

Sous-sol, RDC :	(50x50) cm²
1 ^{er} 2 ^{ème} 3 ^{ème} étage :	(45x45) cm²
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage :	(40x40) cm²
6 ^{ème} 7 ^{ème} étage :	(35x35) cm²

Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas de fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'effet des sollicitations dues aux charges permanentes et des surcharges d'exploitations.

Les éléments qui seront concernés par les calculs dans ce présent chapitre sont :

- L'acrotère.
- Les planchers.
- Les balcons.
- La dalle plein pour la salle machine.
- Les escaliers et la poutre palière.
- La poutre de chaînage.

III.1 L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé de 10 cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console verticale, encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû à son poids propre et un moment M_q de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q=1$ KN/ml.

Calcul de son poids propre

$$G = \left[(0.1 \times 0.7) + (0.07 \times 0.1) + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] \times 25 \times 1$$

$$G = 1,963 \text{ KN / ml.}$$

III.1.1 Détermination des sollicitations

- Le poids propre de l'acrotère : $G=1.963 \text{ KN / ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = N \times 1 = 1.963 \times 1 \rightarrow N_G = \mathbf{1.963 \text{ KN}}$$

- Effort tranchant : $T=Q \times 1 \rightarrow T = \mathbf{1.00 \text{ KN}}$

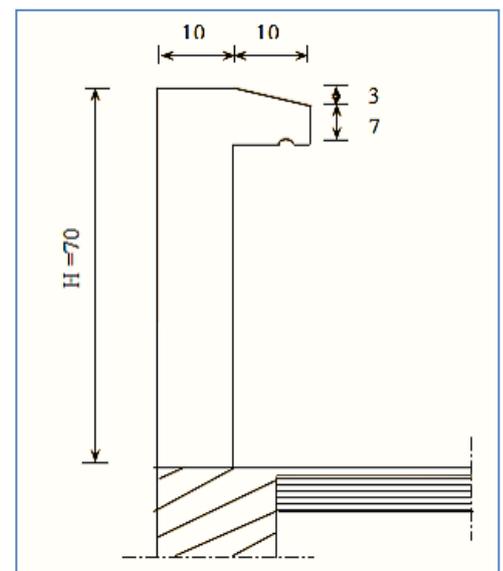


Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère

- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q: $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.7 \rightarrow M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$

III.1.2 Diagramme des efforts internes (M, N, T)

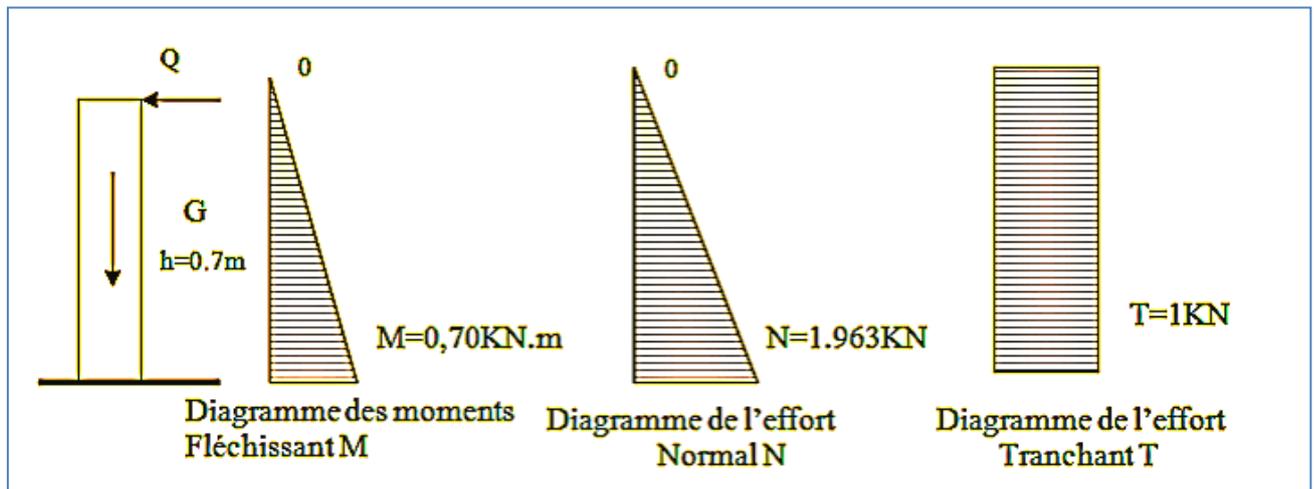


Figure III.2 Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison de charges

a) État limite ultime (ELU)

La combinaison de charge considérée est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal (compression) dû à G : $N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.963 = 2.65 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à Q : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- Moment (renversement) dû à Q : $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$

b) État limite de service (ELS)

La combinaison de charge est : $G+Q$

- Effort normal (compression) dû à G : $N_s = G \rightarrow N_s = 1.963 \text{ KN.}$
- Effort tranchant dû à Q : $T_s = T \rightarrow T_s = 1 \text{ KN}$
- Moment (renversement) dû à Q : $M_s = M \rightarrow M_s = 0.7 \text{ KN.m}$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm² soumise à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u .

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis vérification à l'ELS.

État limite ultime

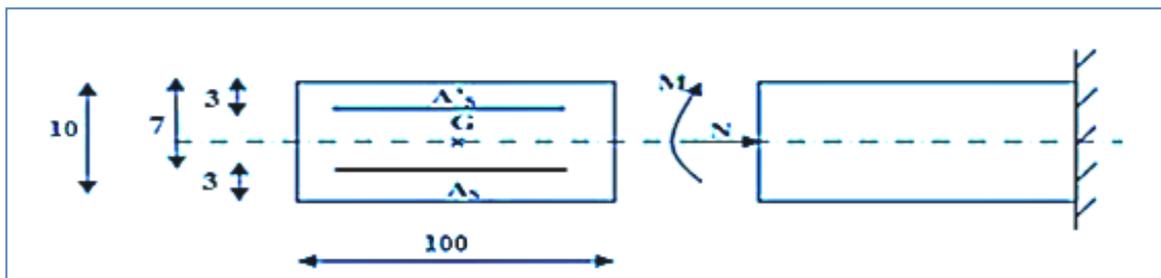


Figure III.3 Position des sections d'acier

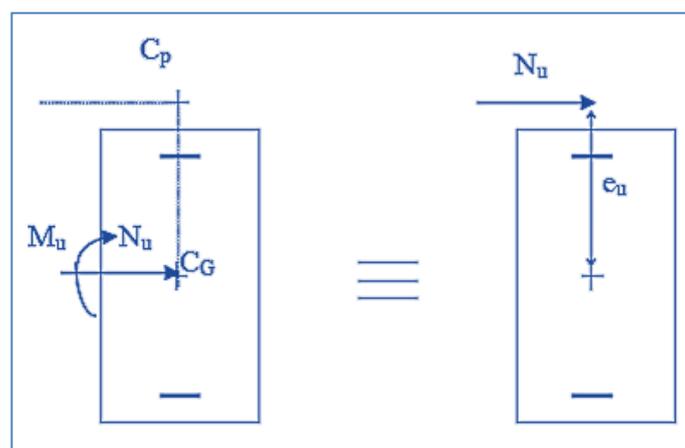
Avec h : épaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : enrobage : 3 cm

$d = h - c$: hauteur utile : 7 cm

Calcul de l'excentricité :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.65} = 0.396\text{m} = 39.6\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{m} = 2\text{cm}$$



Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section.

⇒ **SPC (section partiellement comprimée)**. Elle sera calculée en deux étapes.

Étape fictive

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

- **Moment fictif :** $M_f = N_u \times g = 2.65 \times 0,416 = 1.102 \text{ KN.m}$

Tel que: $g = e_u + (h/2 - c) = 0,396 + (0,1/2 - 0,03) = 0,416 \text{ m}$.

▪ **Moment réduit**

$$\text{Soit : } f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\Theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{bu} = 14,20 \text{ MPa.}$$

Avec f_{c28} : la résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

0.85 : condition du travail.

Θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ($t > 24\text{h}$).

γ_b : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,102 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu_b = 0,016 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{ S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

▪ **Les armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,102 \times 10^6}{0,992 \times 70 \times 348} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = 45,60 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = \mathbf{0,456 \text{ cm}^2}$$

Étape réelle

La section réelle des armatures : $A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = (0,456 \times 100) - \frac{2,65 \times 10^3}{348}$

$$A = 37,98 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = \mathbf{0,379 \text{ cm}^2}$$

Vérifications

- **Condition de non fragilité (la section minimale): BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1, CBA93)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7 \times 100}{1,963} = 35,66 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 70 \times 2,1}{400} \times \frac{356 - 0,455 \times 70}{356 - 0,185 \times 70}$$

$$A_{\min} = 79,87 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = \mathbf{0,799 \text{ cm}^2} > A_{\text{réelle}} = \mathbf{0,379 \text{ cm}^2}$$

Par conséquent les sections retenues sont comme suit:

- **Armatures principales**

$$A = A_{\min} = \mathbf{0,799 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4 HA 8** $\Rightarrow A = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$ avec un espacement **St = 18 cm**.

Vérification des espacements : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$ avec : $S_t = 18\text{cm}$

$S_t \leq \min \{30 ; 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A / 4 = 0,799 / 4 = 0,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **3 HA 8 = 1,50 cm²** avec $S_t = 25\text{cm}$

$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$ soit : $S_t = 25\text{cm}$

- **Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifié 99, CBA93)**

Nous avons une fissuration préjudiciable. On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}, 4 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Avec : $T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{100 \cdot 630} = 0.024 \text{ MPa} \quad \text{Avec: } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$$\tau_u = 0.024 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ **Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91modifiées 99, CBA93) :**

Le béton armé est une structure composite, acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre les deux matériaux. Pour cela le règlement exige que:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : \text{coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA.} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.237 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$

▪ **Longueur de scellement droit :(BAEL 91 mod99 Art 6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 30 \text{ cm}$

- La longueur d'ancrage hors crochet : $l_c = 0.8l_s = 0.8 \times 30 = 24 \text{ cm}$

On prend $l_c = 25 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à L'E L S

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

$$N_s = 1,963 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,7 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7 \times 100}{1,963} = 35,65 \text{ cm}$$

$$e_s = 35,65 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$$

a) Étape fictive

$$M_{fs} = N_s \left[es + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1,963 \left[0,36 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) \right] = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{fs} = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \sigma_b c}{15 \times \sigma_b c + \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

La fissuration étant préjudiciable, donc :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right], \quad \eta = 1,6 \text{ (acier haut adhérence)}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400 ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right]$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_s = \min [226,67 ; \max(200, 201,63)] = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$$

$$\alpha' = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,53 \rightarrow \mu_s' = 0,01622 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$M_{fs}' = \mu_s' \times b \times d^2 \times \sigma_{st=0.01622} \times 1000 \times 70^2 \times 201.63 \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{fs}' = 16.02 \text{ KN.m} > M_{fs} = 0.62 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

b) Armatures réelles en flexion composée

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}'} = 0.456 - \frac{1.963 \times 10^{-3}}{348} = 0.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.456 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adop}} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.75 \times 10^6}{0.824 \times 63 \times 201} = 71.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 71.87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des Contraintes dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2)

σ_{bc} : contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{71.87}{13.41} = 5.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Résistance de l'acrotère au séisme (RPA 91 Art A.6.2.3)

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

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

Avec

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

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

On a: $A = 0.15$, $C_p = 0.8$ (élément en console), $W_p = 1.963 \text{ KN/ml}$

$$\text{Alors: } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.963 = 0.94 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

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

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment, à savoir :

- Armatures principales : **4 HA8 / ml** avec **e = 18 cm**
- Armatures de répartition : **3 HA8 / ml** avec **e = 25 cm**

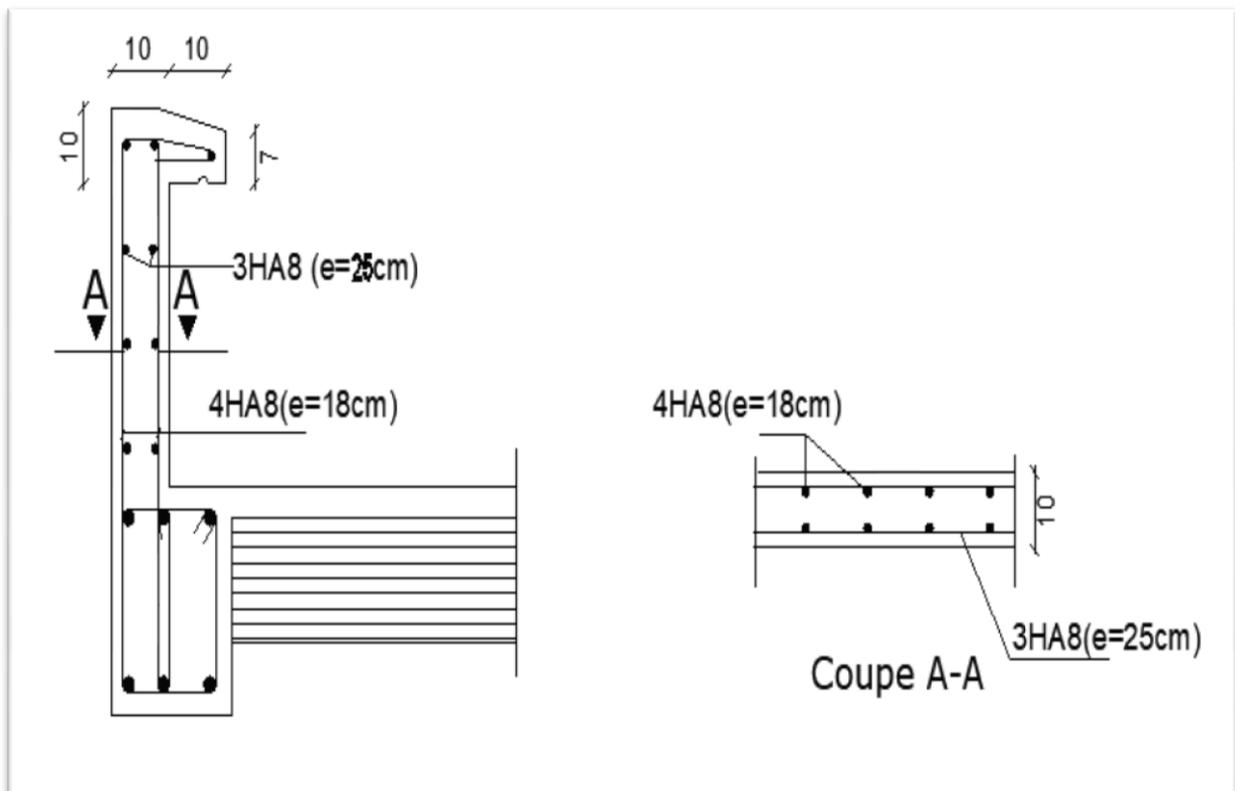


Figure III.4 Ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul des plancher

III.2.1 Introduction

Les plancher de (16+4) sont constitués de :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm.
- Des poutrelles préfabriquées de section en Té, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacées de 65 cm.

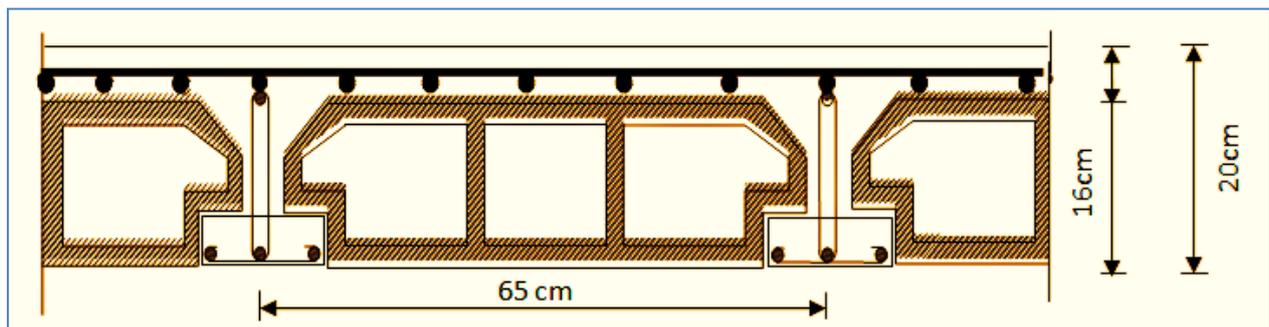


Figure III.5 Plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis

III.2.2 Calcul des poutrelles

A) Calcul de la largeur de la table de compression

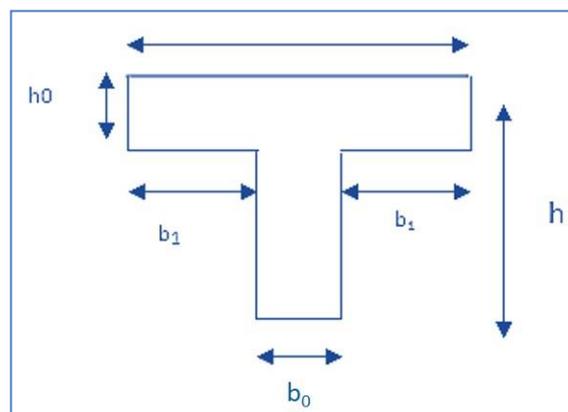


Figure III.6 La table de compression

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{L'-b_0}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right),$$

Avec L : longueur libre entre nus d'appuis (425 cm)

L' : longueur entre axe des poutrelles (65cm)

$$(50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm})$$

b_0 : largeur de la poutrelle (12 cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (4cm)

$$\frac{L}{10} = \frac{355}{10} = 42.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L' - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\frac{2}{3} \times \frac{L}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{335}{2} = 141.66 \text{ cm}$$

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

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

B) Ferrailage de la dalle de compression

Notre dalle de compression a une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 (la limite d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5cm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm (3cm) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La largeur de l'hourdis : (L' : entre axe des poutrelles=65cm).

■ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_1 = \frac{4L'}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

■ Armature parallèles aux poutrelles

$$A_1 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.13}{2} = 0.565 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

➤ Conclusion

On optera pour un treillis soudé **TLE 520** de dimensions **(20x20) cm²**

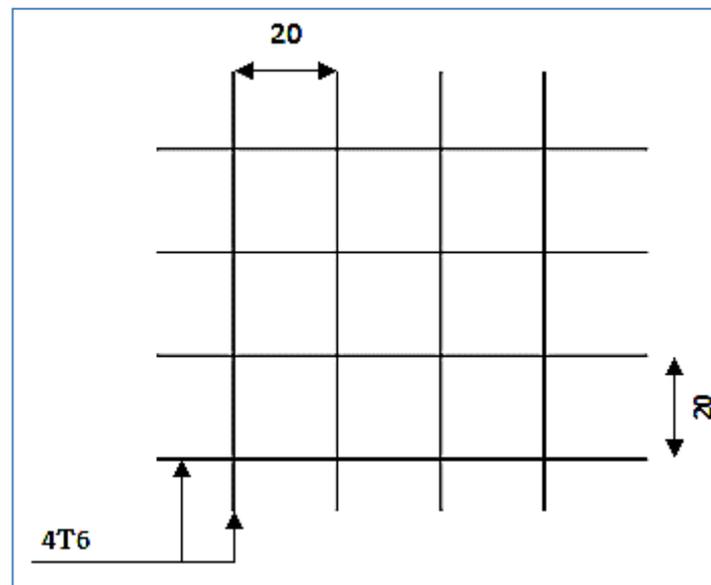


Figure III.7 Ferrailage de la dalle de compression

III.2.3 Étude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes:

A) Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- D'où le poids propre total : $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due a la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul a l'ELU

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

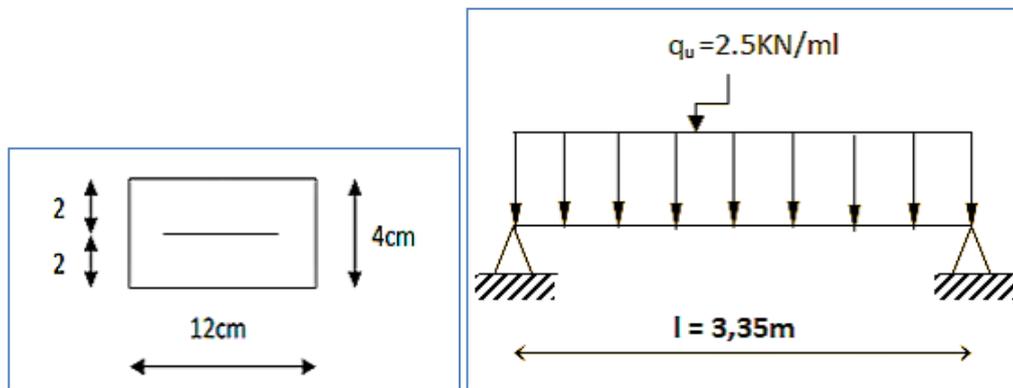
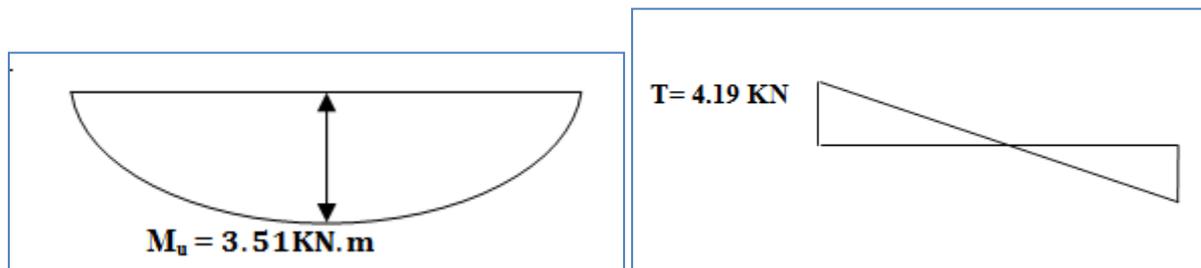


Figure III.8 Schéma statique de la travée la plus défavorable

- **Combinaison des charges :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$
 $q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$
- **Calcul du moment en travée :** $M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.35)^2}{8} = 3.51 \text{ KN.m}$
- **Calcul de l'effort tranchant** $T = \frac{qu \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3.35}{2} = 4.19 \text{ KN}$
- **Ferraillage**



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

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.14 > 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée (S. D. A).}$$

Remarque

La hauteur de la poutrelle, ne nous permet pas de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour aider la poutrelle à supporter les charges.

B) Étape 2 : Après coulage de la dalle de compression**➤ Charges et surcharges****▪ Plancher étage courant**Charges permanentes : $G = 5.59 \times 0.65 = 3.63 \text{ KN/ml}$ (voir tableau II.3)Charges d'exploitations : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$ **▪ Plancher RDC (service)**Charges permanentes : $G = 5.59 \times 0.65 = 3.63 \text{ KN/ml}$ (voir tableau II.3)Charges d'exploitations : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$ **▪ Plancher terrasse inaccessible**Charges permanentes : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$ (voir tableau II.2)Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$ **➤ Combinaison de charges****▪ Plancher étage courant**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.63 + 1.5 \times 0.975 = 6.36 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.63 + 0.975 = 4.61 \text{ KN/ml}$ **▪ Plancher RDC (service)**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.63 + 1.5 \times 3.25 = 9.70 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.63 + 3.25 = 6.88 \text{ KN}$ **▪ Plancher terrasse inaccessible**ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.959 \text{ KN/ml}$ ELS : $q_{ser} = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN/ml}$ **➤ Remarque**

On constate que le chargement pour le plancher RDC (service) est le plus défavorable. Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC (service) pour le calcul du ferrailage.

C) Choix de la méthode**➤ Méthodes de calcul**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot.

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

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

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

3) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable

4) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

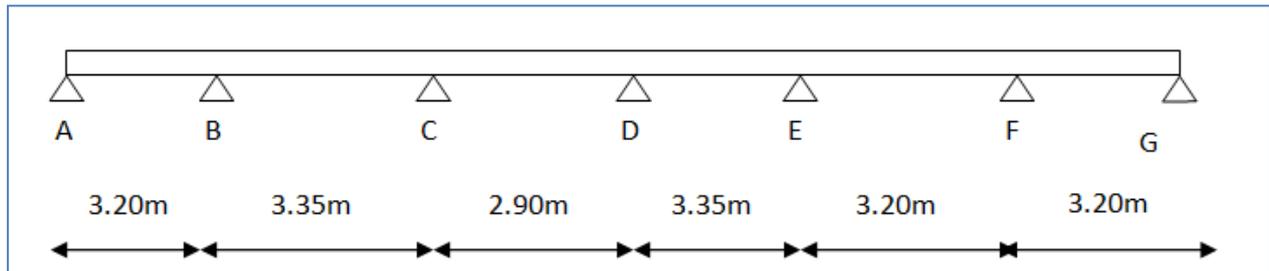


Figure III.9 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

Vérifications

1) $Q = 0.975 \text{ KN/m}$

$$2G = 2 \times 3.63 = 7.26 \text{ KN/m}$$

} →

Condition vérifiée

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. → **Condition vérifiée**

3) La fissuration est considérée non-préjudiciable. → **Condition vérifiée**

4) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\text{C à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.20}{3.35} = 0.96 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.35}{2.90} = 1.16 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2.90}{3.35} = 0.86 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.35}{3.20} = 1.05 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.20}{3.20} = 1.00 \end{array} \right\}$$

→ **Conditions vérifiées**

➤ Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

D) Principe de la méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

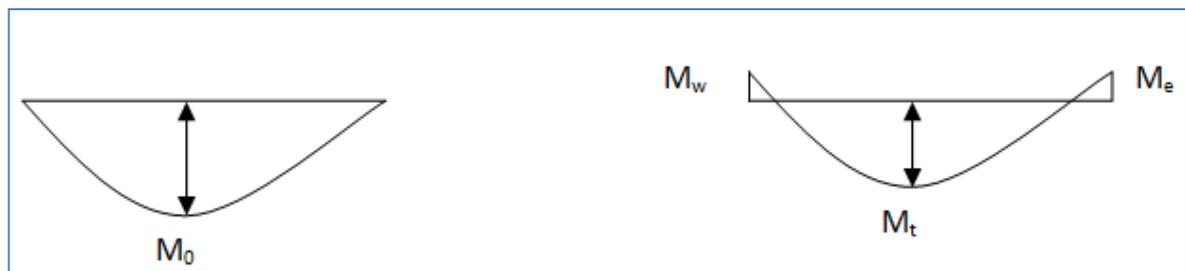


Figure III.10 Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

E) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0$ $\alpha = 0$ et pour $Q=2G$ $\alpha = 2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ Avec } l : \text{ longueur de la travée entre nus d'appuis}$$

- q : charge uniformément répartie
- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0.6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

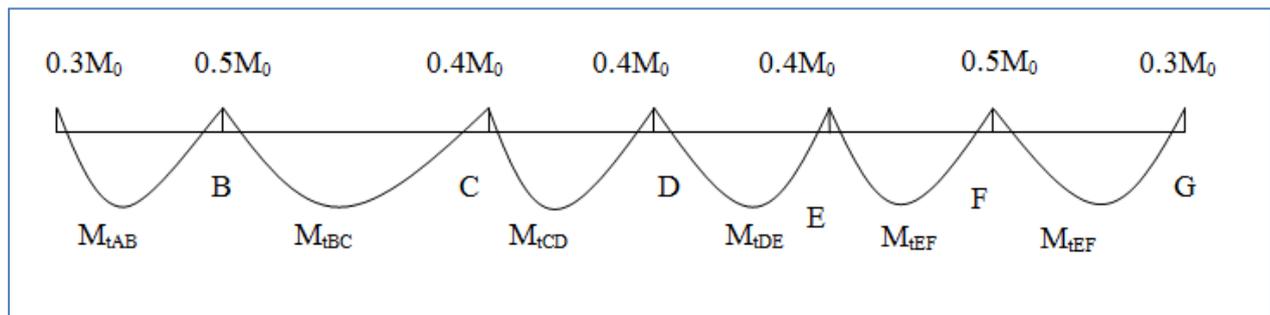


Figure III.11 Diagramme des moments

Application

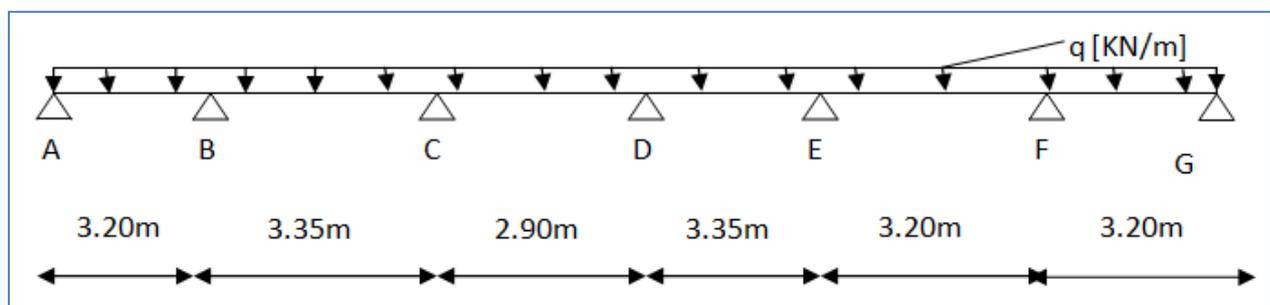


Figure III.12 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 3.37} = 0.31 \quad 1 + 0.3\alpha = 1.093 > 1.05$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.55 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.65$$

Calcul des moments fléchissant à l'ELU

$$q_u = 9.70 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique**

Pour les travées (AB), (EF) et (FG) : $M_0 = 9.70 \times \frac{3.20^2}{8} = 12.42 \text{ KN.m}$

Pour les travées (BC) et (DE) : $M_0 = 9.70 \times \frac{3.35^2}{8} = 13.61 \text{ KN.m}$

Pour les travées (CD) : $M_0 = 9.70 \times \frac{2.90^2}{8} = 10.20 \text{ KN.m}$

- **Moments sur appuis**

$$M_A = 0.3 \times 12.42 = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times 12.42 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times 13.61 = 5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times 13.61 = 5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \times 10.20 = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \times 12.42 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3 \times 12.42 = 3.73 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

AB (de rive Travée)
$$\begin{cases} M_t \geq 1.093 \times 12.42 - \frac{3.73 + 6.21}{2} = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.55 \times 12.42 = 6.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tAB} = 8.61 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.093 \times 13.61 - \frac{6.21 + 5.44}{2} = 9.06 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.55 \times 13.61 = 7.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tBC} = 9.06 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.093 \times 13.61 - \frac{5.44 + 5.44}{2} = 9.44 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.55 \times 13.61 = 7.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tCD} = 9.44 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.093 \times 13.61 - \frac{5.44 + 4.08}{2} = 10.12 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.55 \times 13.61 = 7.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

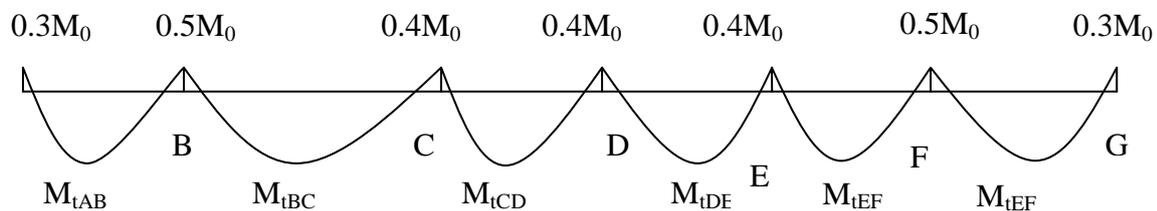
Soit $M_{tDE} = 10.12 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.093 \times 12.42 - \frac{4.08 + 6.21}{2} = 8.43 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.55 \times 12.42 = 6.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tEF} = 8.43 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.093 \times 12.42 - \frac{6.21 + 3.73}{2} = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.65 \times 12.42 = 8.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tFG} = 8.61 \text{ KN.m}$



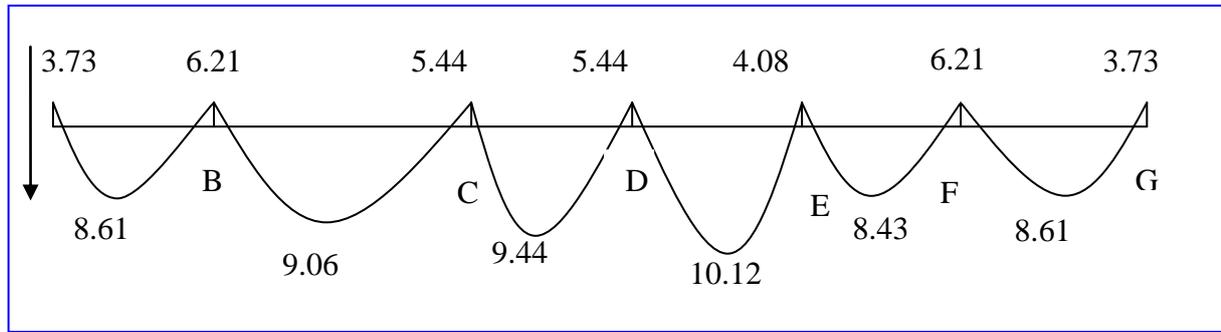


Figure III.13 Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

Calcul des efforts tranchant

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

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique.

$$\text{On aura : } T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad T_e = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis

- Travée AB : $T_a = \frac{9.70 \times 3.20}{2} + \frac{-6.21 - (-3.73)}{3.20} = 14.75 \text{ kN}$

$$T_b = -\frac{9.70 \times 3.20}{2} + \frac{-6.21 - (-3.73)}{3.20} = -16.30 \text{ kN}$$

- Travée BC : $T_b = \frac{9.70 \times 3.35}{2} + \frac{-5.44 - (-6.21)}{3.35} = 16.65 \text{ kN}$

$$T_c = -\frac{9.70 \times 3.35}{2} + \frac{-5.44 - (-6.21)}{3.35} = -15.84 \text{ kN}$$

- Travée CD : $T_c = \frac{9.70 \times 2.90}{2} + \frac{-5.44 - (-5.44)}{2.90} = 14.07 \text{ kN}$

$$T_d = -\frac{9.70 \times 2.90}{2} + \frac{-5.44 - (-5.44)}{2.90} = -14.07 \text{ kN}$$

- Travée DE :
$$T_D = \frac{9.70 \times 3.35}{2} + \frac{-4.08 - (-5.44)}{3.35} = 16.65 \text{ kN}$$
$$T_F = -\frac{9.70 \times 3.35}{2} + \frac{-4.08 - (-5.44)}{3.35} = -15.84 \text{ kN}$$
- Travée EF :
$$T_E = \frac{9.70 \times 3.20}{2} + \frac{-6.21 - (-4.08)}{3.20} = 14.85 \text{ kN}$$
$$T_F = -\frac{9.70 \times 3.20}{2} + \frac{-6.21 - (-4.08)}{3.20} = -16.19 \text{ kN}$$
- Travée FG :
$$T_F = \frac{9.70 \times 3.20}{2} + \frac{-3.73 - (-6.21)}{3.20} = 16.30 \text{ kN}$$
$$T_G = -\frac{9.70 \times 3.20}{2} + \frac{-3.73 - (-6.21)}{3.20} = -14.75 \text{ kN}$$

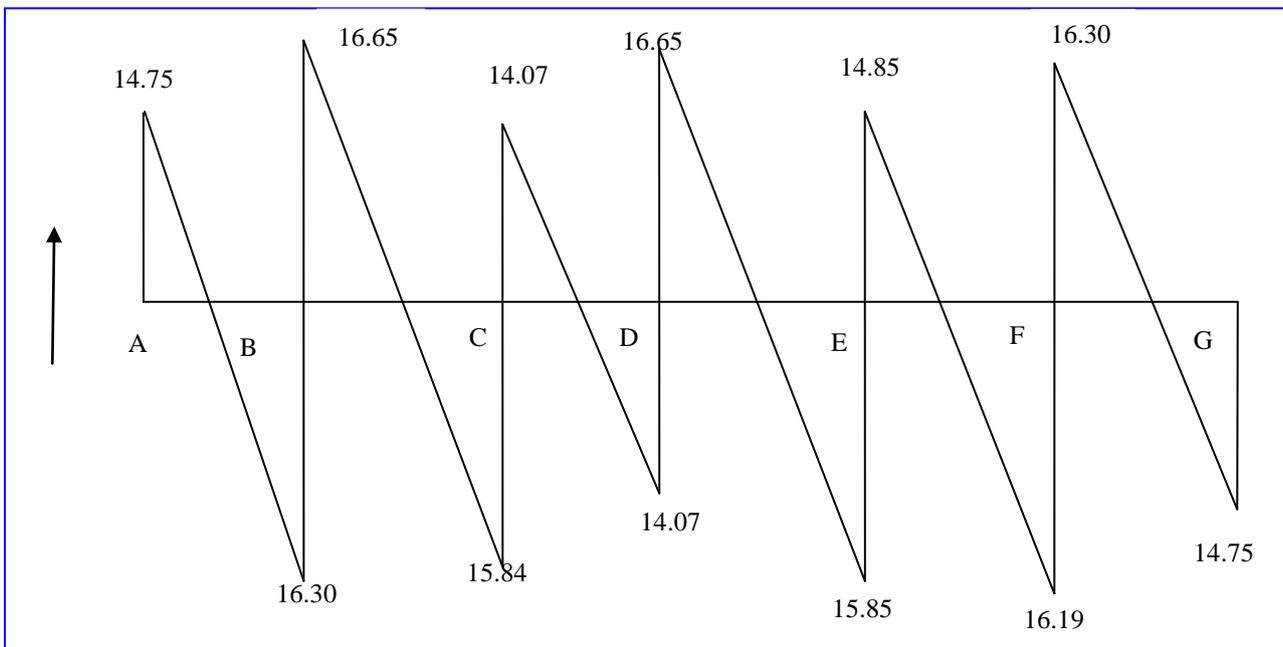


Figure III.14 Diagramme des efforts tranchants de la poutre reposant sur 07 appuis

Calcul des armatures

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{max} = 10.12 \text{ KN.m}$ et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{max} = 6.21 \text{ KN.m}$.

Caractéristiques géométriques de la section de calcul

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

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

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

$h_0=4$ cm (épaisseur de la table de compression)

$c=3$ cm (enrobage des armatures inférieures)

$d=17$ cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

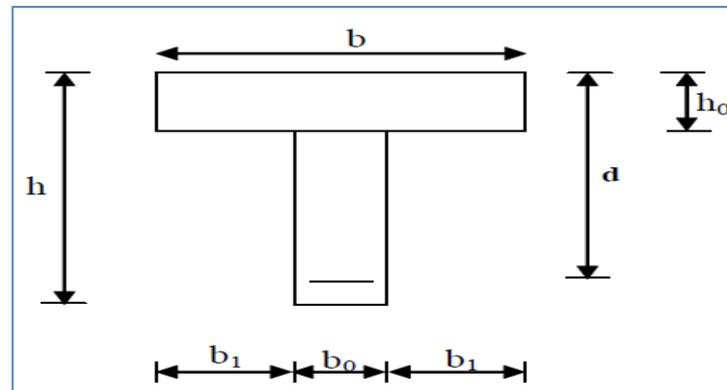


Figure III.15 Schéma de calcul de la poutre après coulage de la dalle de compression en travées
Caractéristiques des matériaux

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right) = 55,38 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 10,12 \text{ KN.m} < M_0 = 55,38 \text{ KN.m}$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h" ($b \times h$ (65x20) cm)

1- Armatures longitudinales

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,12}{0,65 \cdot 0,17^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,038 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \Rightarrow A_{sc} = 0.$$

$$\mu = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981.$$

Les armatures nécessaires (traction)

▪ **En travées :**
$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d f_{su}} = \frac{10.12}{0,981.17.348.10^{-3}} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

On adopte :
$$A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

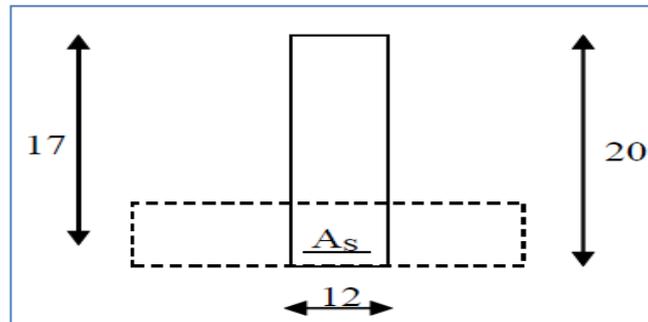


Figure III. 16 Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en aux appuis

▪ **Aux appuis :**
$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.21}{0,12.0,17^2.14,2.10^3} = 0.126 < 0.392$$

→ Section simplement armé → $A_{sc} = 0.$

$$\mu = 0.126 \Rightarrow \beta = 0.932.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d f_{su}} = \frac{6.21}{0,932.17.348.10^{-3}} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte: $A_{st} = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$

Conclusion : **En travée : 2HA12 = 2.26 cm²**

Aux appuis : 2HA10 = 1.57 cm²

2- Armature transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par : **(BAEL. Art. A.7.2.1)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right\} = 0.6 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Les armatures transversales seront réalisées par un trier de $\Phi t = 8 \text{ mm}$

Avec : $A_t = 2\phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2.$

3-L'espace entre cadre

$$St_1 \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{\phi t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.8 \times 400}{0.4 \times 12} = 66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) \rightarrow S_t = \min (16; 66) = 16 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 16\text{cm}$

F) Vérification à l'ELU**1- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/Art4.2)**

On doit vérifiée que : $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

2- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art.5.211/BAEL91 modifié99)

$$V_{\max} = 16.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.65 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.17} = 0.82 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considéré peu préjudiciable, alors :

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

3- Vérification de la contrainte d'adhérence d'entrainement (Art. A.6.1.3/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi \text{ avec } U_i : \text{périmètre utile de la barre}$$

A.N. $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2, 1 = 3,15 \text{ MPa}$

▪ **Aux appuis :** $\Sigma U_i = 2 \times 3, 14 \times 10 = 62.80 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{16.65 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 62.80} = 1.73 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **En travée :** $\Sigma U_i = 3 \times 3, 14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{16.65 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 94.20} = 1.16 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînements des barres.

4- Influence de l'effort tranchant sur le béton

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq T_{\max} = \frac{0,4ab\sigma_{fc28}}{y_b}$

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 17 = 0.153 \text{ m}$.

$$T_{\max} = \frac{0,4 \times 0,153 \times 0,12 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 122.4 \text{ KN}$$

- **Aux appuis de rive :** $T_{\max} = 14.75 \text{ KN} < 122.4 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- **Aux appuis intermédiaires:** $T_{\max} = 16.65 \text{ KN} < 122.4 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

5- Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$, $\psi_s = 1.5$ (HA)

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352.7 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}.$$

Forfaitairement : $l_s = 40 \phi = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm}$.

Longueur des crochets $l_a = 0,4l_s$ (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

$$l_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}.$$

On prend : $L_a = 17 \text{ cm} / L_a$ longueur hors crochets normaux adoptés.

G) Calcul à l'ELS

■ **Combinaison de charge à l'ELS :** $q_s = G+Q= 4.345 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 4.345 \text{ KN/ml}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.345}{9.70} = 0.448$$

■ **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0.448 \times 2.31 = 1.03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.448 \times 3.85 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.448 \times 2.52 = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.448 \times 2.52 = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.448 \times 3.08 = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.448 \times 3.85 = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.448 \times 2.30 = 1.03 \text{ KN.m}$$

■ **Les moments en travées :**

$$M_{AB} = 0.448 \times 5.34 = 2.39 \text{ KN.m}$$

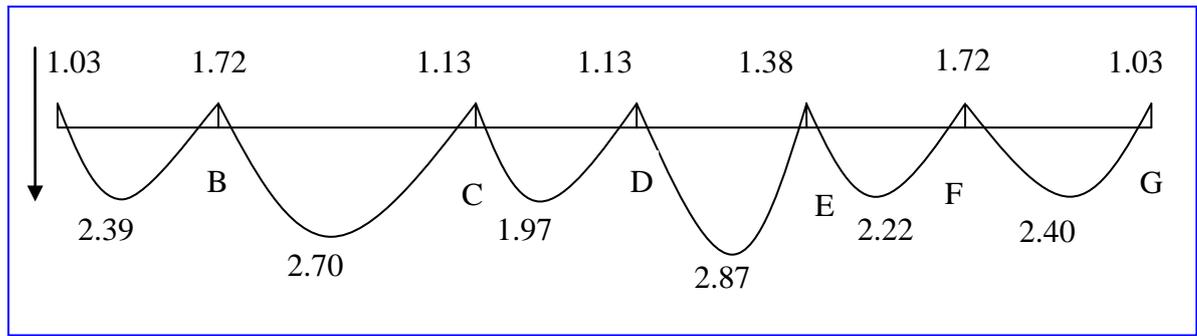
$$M_{BC} = 0.448 \times 6.02 = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = 0.448 \times 4.39 = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = 0.448 \times 6.41 = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF} = 0.448 \times 4.95 = 2.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG} = 0.448 \times 5.35 = 2.40 \text{ KN.m}$$



Effort tranchant à l'ELS

Travées	L (m)	q_s (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	V(x) [KN]	
					V_i	V_{i+1}
A-B	3.20	4.345	-1.03	-1.72	6.73	-7.17
B-C	3.35	4.345	-1.72	-1.13	7.45	-7.10
C-D	2.90	4.345	-1.13	-1.13	6.30	-6.30
D-E	3.35	4.345	-1.13	-1.38	7.20	-7.35
E-F	3.20	4.345	-1.38	-1.72	6.85	-7.06
F-G	3.20	4.345	-1.72	-1.03	7.08	-6.74

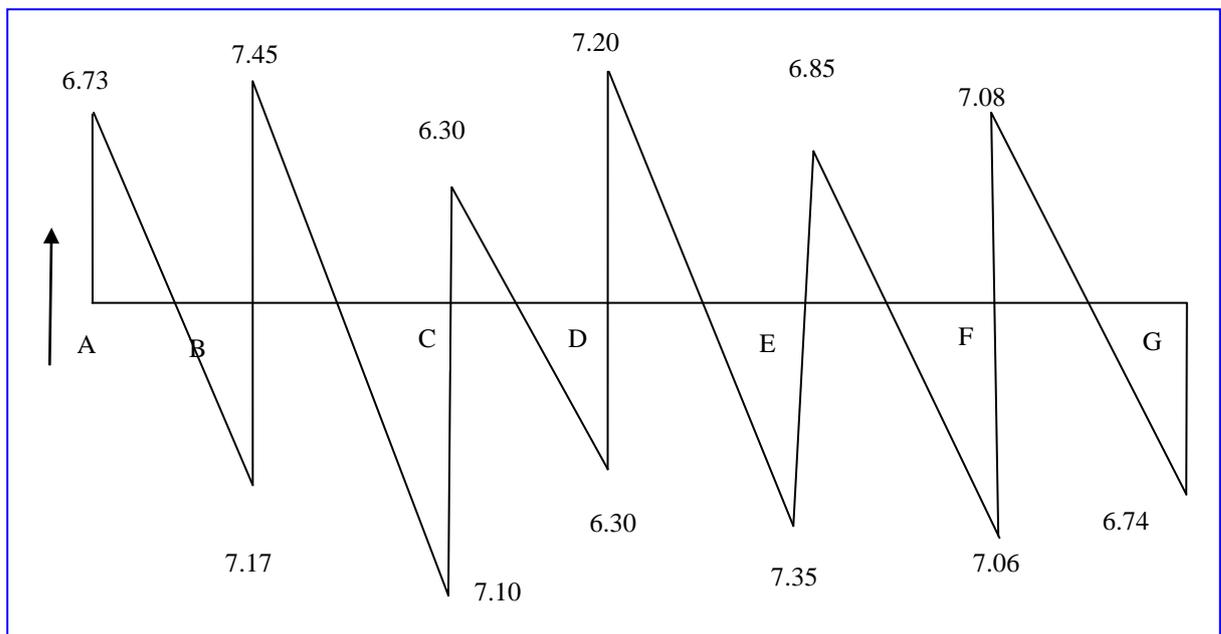


Figure III.17 Diagramme des efforts tranchants de la poutre reposant sur 07 appuis à l'ELS

Conclusion

$$M_{st}^{\max} = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$V_s^{\max} = 7.45 \text{ KN}$$

H) Vérification à l'ELS

- **État limite de résistance de béton en compression**

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

- **En travée**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_s = 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 17} = 1.100 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow \alpha_1 = 0.279$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.279}{15(1 - 0.279)} = 0.0258$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{2.87 \times 10^6}{0.907 \times 170 \times 235} = 79.21 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0258 \times 79.21 = 2.04 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

La section d'armatures adoptée aux appuis : $A_s = 2 \phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12.17} = 0.766 \rightarrow \beta_1 = 0.834 \rightarrow \alpha_1 = 0.498$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.498}{15(1 - 0.498)} = 0.066$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{1.72 \times 10^6}{0.834 \times 170 \times 157} = 77.27 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.066 \times 77.27 = 5.1 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

■ Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

■ Vérification de l'état limite de déformation

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 335 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,35} = 0,06 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

■ Calcul de la flèche

On doit vérifier que :
$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée; $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

- Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2.26 = 485.9 \text{ cm}^2$$

- Calcul de V1 et V2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = \frac{12 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.26 \times 17 + (65 - 12) \frac{4^2}{2} = 3400.3 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3400.3}{485.9} = 6.7 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 20 - 6.7 = 13.3 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (V_1^3 + V_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + nA(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \cdot (7.03^3 + 12.97^3)}{3} + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.03 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.26 (12.97 - 3)^2$$

$$I_0 = 19133.17 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.26}{12 \times 17} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4.012 \cdot 124.95 + 2.1} ; 0 \right\} \Rightarrow \mu = 0.55$$

$$I_{fV} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 19267.36}{1 + 1.37 \times 0.55} = 12086.74 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{2.87 \times 3350^2 \times 10^6}{10 \times 10818.86 \times 12086.74 \times 10^4} = 2.46 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : $2HA10 = 1.57\text{cm}^2$.
- **Travée** : $2HA12 = 2.26\text{ cm}^2$.
- **Armatures transversales** : $2HA8 = 1.00\text{ cm}^2$ avec un espacement de 16 cm.

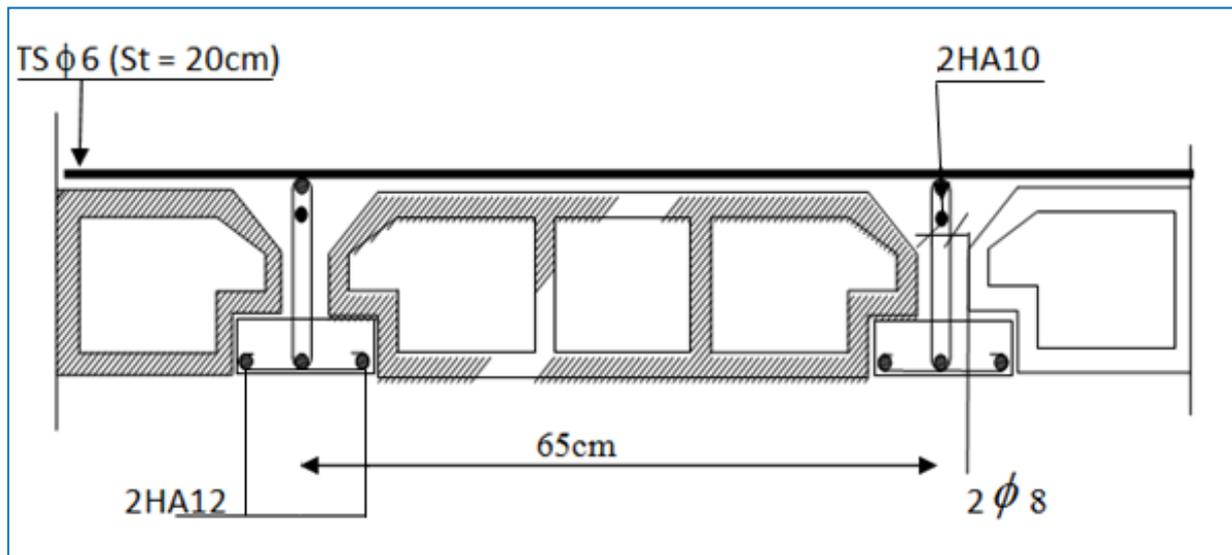


Figure III.18 Plan de ferrailage du plancher en corps creux

III.3 Le balcon

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur $h = 1.40\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale (G_1) due au poids propre du garde-corps, ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

III.3.1 Dimensionnement du balcon

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{122,5}{10} = 12,25\text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

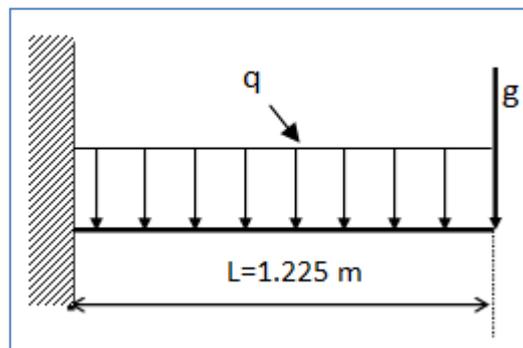


Figure III.19 Schéma statique du balcon

A) Charges et surcharges

➤ Charges permanentes

- Poids propre de la dalle

Tableau III.1 Calcul de la charge permanente de la dalle

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Chape de mortier	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalla pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	22	0.44
			G total = 5.39

- Poids du garde corps

Tableau III.2 Calcul de la charge permanente du garde de corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse Volumique (KN/m ³)	Épaisseur × hauteur (m ²)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0.10×1.1	0.99
Enduit en mortier de ciment	22	0.02×2×1.1	0.97
			g = 1.96

➤ Charges d'exploitation

Elle donnée par le DTR BC.22 :

- La dalle : $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- La main courante (charge horizontale) : $F = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$

Remarque

Le moment provoqué par la main courante sera négligé, car le garde corps est en maçonnerie.

III.3.2 Combinaisons des charges

▪ A l'ELU

- pour la dalle : $q_u = (1,35G_t + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = (1,35 \times 5,39) + (1,5 \times 3,5) = 12,53 \text{ KN/ml}$
- main courante : $q_{um} = (1,5 \times q_m) \cdot 1 \text{ m} = (1,5 \times 1) = 1,5 \text{ KN/ml}$
- garde corps : $g_u = (1,35 \times g) \cdot 1 \text{ m} = (1,35 \times 1,96) = 2,65 \text{ KN/ml}$

▪ A l'ELS

- Pour la dalle : $q_s = (G_t + Q_b) \cdot 1 \text{ m} = (5,39 + 3,5) = 8,89 \text{ KN/m}$
- Main courante : $q_{sm} = 1 \text{ KN/m}$
- Garde corps : $g_s = 1,96 \text{ KN/m}$

III.3.3 Ferrailage

A) Calcul des moments fléchissant

➤ ELU

- Moment provoqué par la charge q_u : $M_{q_u} = q_u \cdot L^2 / 2 = 12,53 \times (1,225)^2 / 2 = 9,40 \text{ KN.m}$
- Moment provoqué par la charge g_u : $M_{g_u} = g_u \times L = 2,65 \times 1,225 = 3,25 \text{ KN.m}$
- Moment total : $M_u = M_{q_u} + M_{g_u} = 9,40 + 3,25 = \mathbf{12,65 \text{ KN.m}}$

➤ ELS

- Moment provoqué par charge q_s : $M_{q_s} = q_s \cdot L^2 / 2 = 8,89 \times (1,225)^2 / 2 = 6,67 \text{ KN.m}$
- Moment provoqué par surcharge g_s : $M_{g_s} = g_s \times L = 1,96 \times 1,225 = 2,40 \text{ KN.m}$
- Moment total : $M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 6,67 + 2,40 = \mathbf{9,07 \text{ KN.m}}$

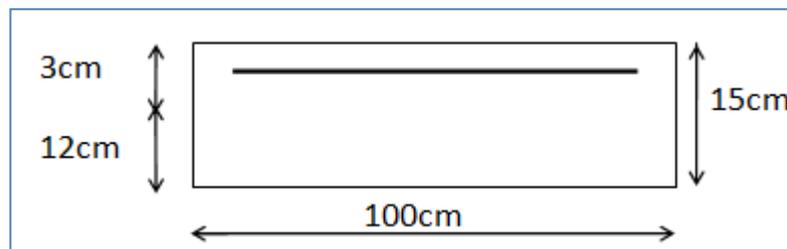
B) Calcul de l'effort tranchant (à l'appui)

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = 12.53 \times 1.225 + 2.65 = 18 \text{ KN.}$$

$$V_s = q_s \cdot l + g_s = 8.89 \times 1.225 + 1.96 = 12.85 \text{ KN.}$$

C) Calcul du ferrailage à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

➤ calcul des armatures principales (longitudinales)

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.65 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu_u = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc : } A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.65 \times 10^3}{0.968 \times 12 \times 348} = 3.13 \text{ cm}^2$$

On adopte une section : **A u = 5 HA 10 = 3.93 cm² avec un espacement : St = 20 cm**

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

➤ calcul des armatures de répartitions (transversales)

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{3.13}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte une section : **A t = 5 HA 8 = 2.51 cm² avec un espacement : St = 20 cm**

D) Vérification à L'ELU**➤ Vérification au cisaillement :(A.5.1.2/BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ Avec } \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = q_u L + g_u = 18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.15 \text{ M Pa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de l'adhérence dans les barres

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

$$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres (i).

$$\sum U_i : 5 \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 1.06 \text{ M Pa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

➤ Longueur de scellement (Art A.5.1.22/ BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} > L_s = 50 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets : $L_r = 0.4 L_s = 20 \text{ cm}$

➤ **Espacement des barres**

- Pour les armatures principales

$$St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition

$$St < \text{Min} \{30, 25\text{cm}\} = 25\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} \leq 25\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

E) Vérification à L'ELS

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99 Art A.4. 2.1)**

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

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.92 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 1.21 \text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

On opte pour $A_s = 3.92 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.33 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.969 \\ K_1 = 146.3 \end{cases}$$

■ **Vérification des contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{9.07 \times 10^6}{0.969 \times 120 \times 392} = 198.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 198.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

■ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{198,98}{146,3} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,36 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

■ Vérification de la flèche (BAEL 91, Art B.6.5, 3)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1$$

$$\frac{1}{16} = 0,0625, \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,0032$$

$$\frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125$$

$$\frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{9,07}{10 \times 12,65} = 0,0716 \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

F) Le schéma de ferrailage du balcon

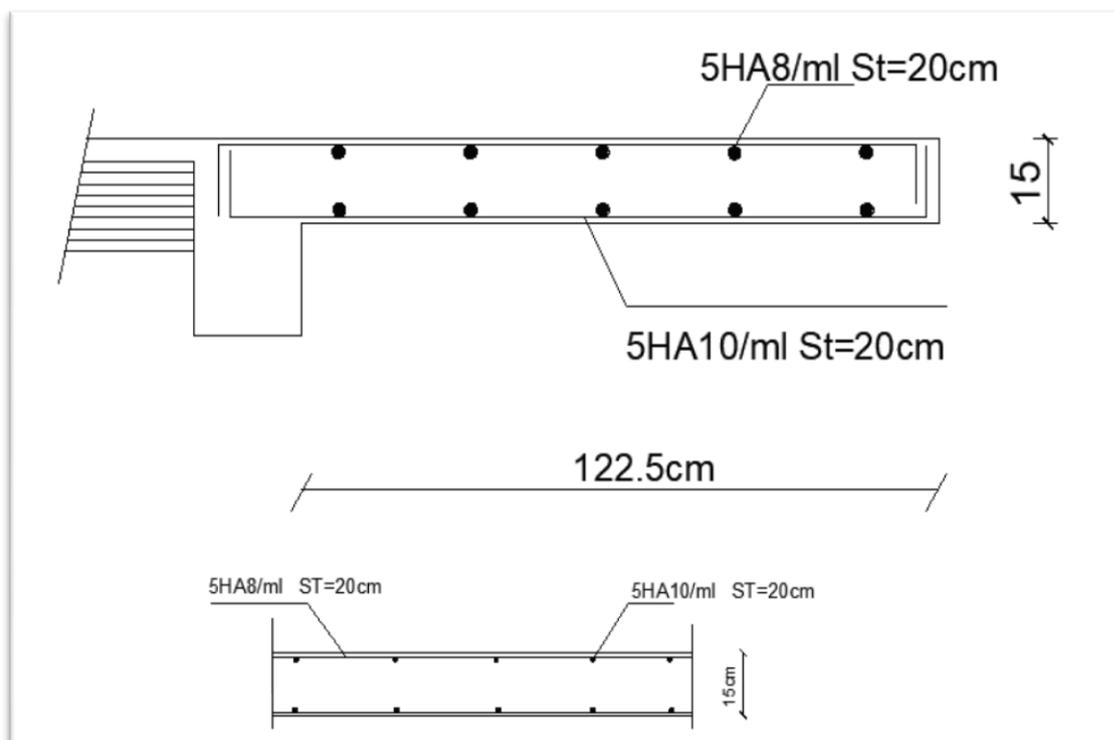


Figure III.20 Schéma de ferrailage du balcon

III.4 Calcul de la dalle de la salle machine

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1.20x1.30) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

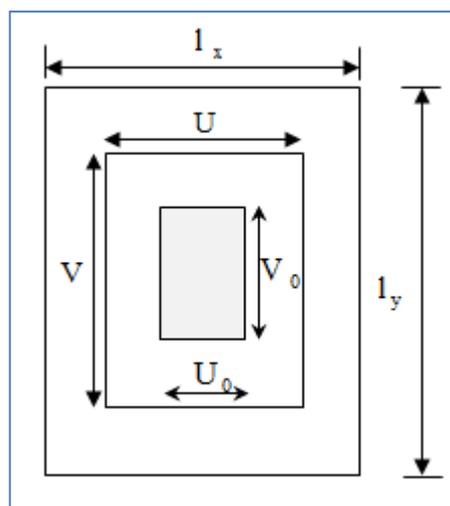
Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II).

III.4.1 Calcul des sollicitations

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1.20 \div 1.30 = 0.9$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$



➤ Moments dus au poids propre

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

■ **État limite ultime (ELU) : $\vartheta = 0$**

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0458 \text{ et } \mu_y = 0.778$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15) \times 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ KN/ml}$.

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

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ KN/ml}$$

$$M_{uxl} = 0.0458 \times (6.562) \times (1.20)^2 = 0.432 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.778 \times 0.432 = 0.336 \text{ KN.m}$$

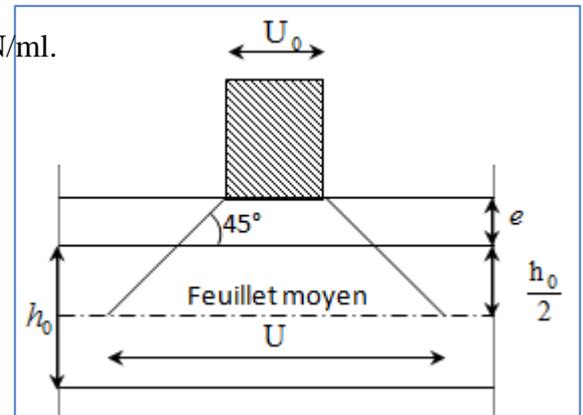
■ **État limite de service (ELS) : $\vartheta = 0.2$**

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0529 \text{ et } \mu_y = 0.846$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0529 \times (4.75) \times (1.20)^2 = 0.361 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.846 \times 0.361 = 0.305 \text{ KN.m}$$



➤ **Moments dus à la charge localisée**

$$M_x = P.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = P.(\nu.M_1 + M_2)$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

A.N : $U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m} = V$

$$\frac{U}{I_x} = \frac{1,05}{1,20} = 0,87 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{I_y} = \frac{1,05}{1,30} = 0,80$$

Après interpolation on aura : $M_1 = 0.055$ et $M_2 = 0.043$

■ **État limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 108 \times 0.055 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 108 \times 0.043 = 4.644 \text{ KN.m}$$

■ **État limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$P_s = 80 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 80 \times (0.055 + 0,2 \times 0.043) = 5.088 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 80 \times (0.043 + 0,2 \times 0.055) = 4.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

ELU

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.432 + 5.94 = 6.372 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.336 + 4.644 = 4.98 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.361 + 5.088 = 5.449 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.305 + 4.32 = 4.625 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée). Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

➤ **Correction des moments à L'ELU**

■ **En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.372 = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.98 = 4.23 \text{ KN.m}$$

■ **En appuis**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 6.372 = 1.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 4.98 = 1.49 \text{ KN.m}$$

III.4.2 Ferrailage

Le ferrailage se fera à L'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

➤ Armature // à XX

■ En travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.42 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.42 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

■ Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.91 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.91 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armature // à YY

■ En travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.23 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.018 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.23 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

■ **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.49 \times 10^3}{100 \times (13,)^2 \times 14,2} = 0.006 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0.006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{1.49 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA8** ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérifications à l'état limite ultime**

A) Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

■ **Direction principale**

$$S_t \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

■ **Direction secondaire**

$$S_t < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A) Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 8\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

B) Condition de non fragilité

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$

■ **Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.9) / 2 = 0.00084.$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0.00084 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2} < \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

$$A_x > A_{\min} \quad \dots\dots\dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

■ **Direction secondaire**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.9) / 2 = 0.00084.$$

$$A_y \geq 0.00084 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.26 \text{ cm}^2} < \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$$

$$A_y > A_{\min} \quad \dots\dots\dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

■ **Au milieu de V**

$$P = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{108}{2 \times (1.05 + 1.05)} = 25.71 \text{ KN.}$$

■ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.28 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{34.28 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.264 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.167 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.264 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \mathbf{1.167 \text{ MPa}} \quad \dots\dots\dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

D) Condition de non poinçonnement

À l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage

$$\text{horizontal : } Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2\text{m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$\underline{\text{A.N.}} : 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 472.5 \text{ KN} \geq 108 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ Correction des moments à L'ELS

■ En travée

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.449 = 4.632 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.625 = 3.931 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

■ En appuis

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.449 = 1.635 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.3 \times M_y = 0.3 \times 4.625 = 1.387 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III.4.3 Ferrailage

➤ Armature // à XX

■ En travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.632 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.019 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0.019 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.632 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

■ Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.635 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.006 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,635 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armature // à YY

■ En travée

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,931 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \text{ SSA.}$$

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,931 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA8** ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

■ Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,387 \times 10^3}{100 \times (13,)^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \text{ SSA.}$$

$$\mu_b = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,387 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA8** ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

➤ Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{ELU}}{20 M_{ELS}} \text{ Et } \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{5,42}{20 \times 4,632} = 0,0585 \quad \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

☞ Sens x-x :

- Appuis : 4HA 8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : 4HA 8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

☞ Sens y-y :

- Appuis : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- Travée : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

III.4.4 Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

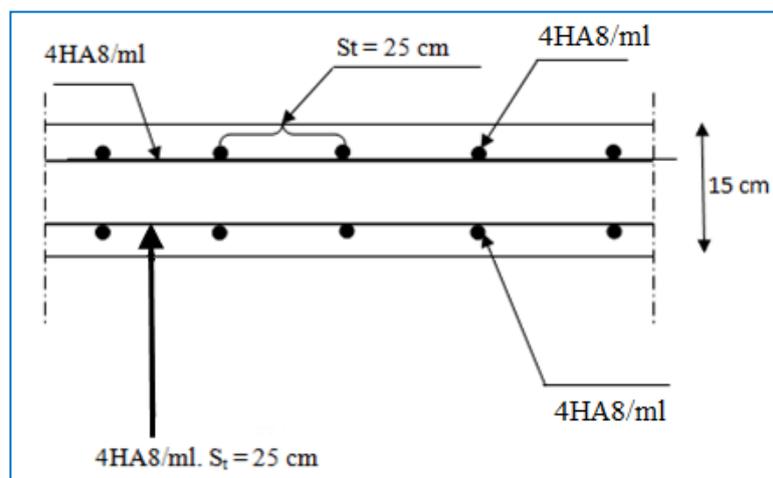


Figure III.1 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.

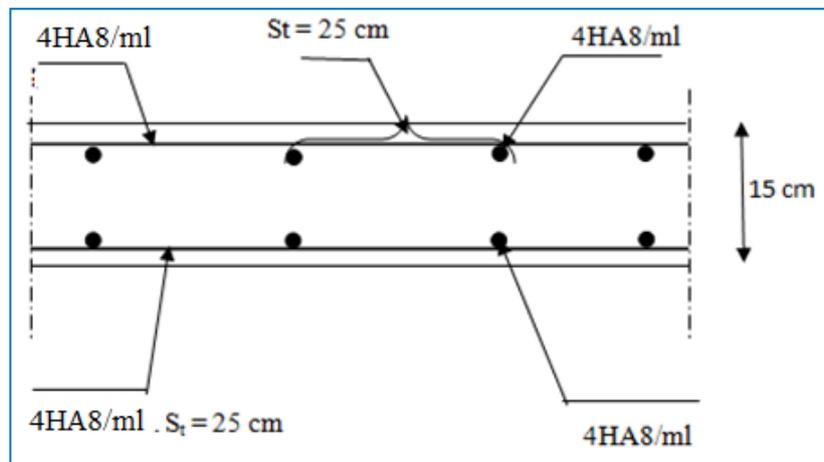


Figure III.2 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

III.5 Les escaliers

III.5.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

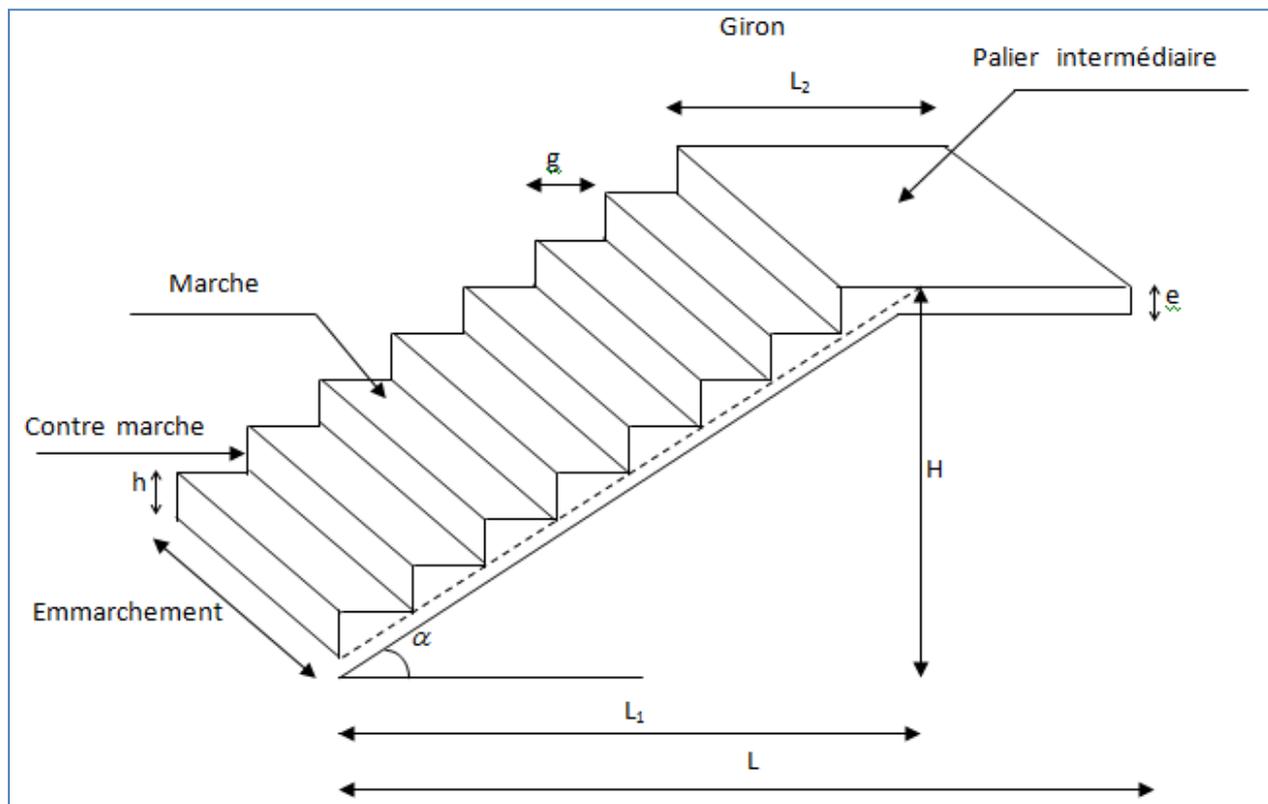


Figure III.3 Schéma statique de l'escalier

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier qui est réparti en 3 volées plus 2 paliers de repos intermédiaire.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

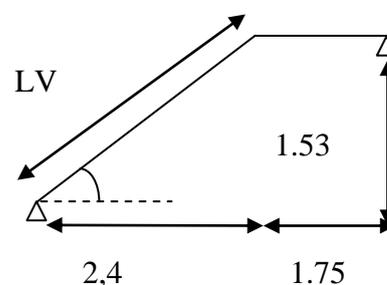
- escalier du RDC : à 3 volés avec 2 paliers de repos intermédiaires.
- escalier d'autres niveaux : sont à 2 volés avec un palier de repos intermédiaire.

➤ Définitions

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron(g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

III.5.2 Prédimensionnement de l'escalier

Pour les dimensions des marches et contre marches, on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $59 \leq g + 2h \leq 66$



Hauteur des marches h : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ $2.40 \quad 1.75 \rightarrow$ On prend : $h = 17$

Girant g : $59 \leq g + 2h \leq 66 \rightarrow 59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66 \rightarrow 25 \leq g \leq 32 \rightarrow$ Soit $g = 30$ [cm]

A) Calcul du nombre de marches et contre marches

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre- marches

Nombre de marches : $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches

B) Détermination de l'épaisseur de la paillasse et des paliers

La longueur de la ligne de foulée : $L_{vp} = g (n-1) = 30 (9-1) = 240$ cm

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{153}{240} = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

C) Epaisseur de la paillasse (ep)

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

$$\cos \alpha = \frac{L_{vp}}{L_v} \rightarrow L_v = \frac{240}{\cos \alpha} = 285 \text{ cm}$$

$$L = 285 + 175 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{30} \leq e_p \leq \frac{460}{20} \rightarrow 15.33 \leq e_p \leq 23 \rightarrow \text{On prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

III.5.3 Détermination des charges et surcharges**A) Charges permanents**

- Carrelage : $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
- mortier de pose : $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
- lit de sable : $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$ [KN/ml]
- enduit plâtre : $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2$ [KN/ml]

Total : $G_r = 1.44 \text{ KN/m}^2$

➤ La paillasse

ÉLÉMENTS	Charges (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.20 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 5.93$ KN/ml
Poids de la marche	$25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2,125$ [KN/ml]
Poids de revêtements	1.44
poids du garde-corps	0.2
Total	G_{PS} = 9.495 KN/ml

➤ Palier

ÉLÉMENTS	Charges (KN/ml)
Poids de la dalle plein	$25 \times 0.20 = 5$
Poids de revêtements	1.44
Total	$G_P = 6.44 \text{ KN/ml}$

B) Les charges d'exploitation : (Art. 7.2.1/DTR B.C.2.2)

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est :

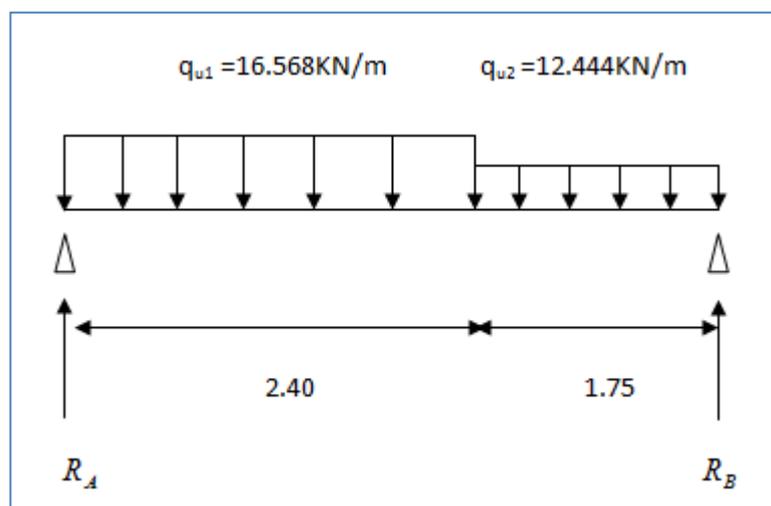
$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 Combinaison de charge

ELU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.495 + 1.5 \times 2.5) = 16.568 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_u = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.444 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$
ELS	$\left\{ \begin{array}{l} \text{La paillasse : } q_s = G + Q = 9.495 + 2.5 = 11.995 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Le palier : } q_s = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

III.5.5 Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU**A) Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELU**

Pour la détermination des efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.



➤ **Calculs les réactions d'appuis**

■ $\sum F/y = 0$

$$\Rightarrow R_A + R_B - (16.568 \times 2,4) - (12.444 \times 1.75) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 61.540 \text{ KN}$$

■ $\sum M/A = 0$

$$\Rightarrow R_B \times 4.15 - (16.568 \times 2,4)(1,2) - (12.444 \times 1.75)(3.275) = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 4.15 = 119.034$$

$$\Rightarrow R_B = 28.68 \text{ KN}$$

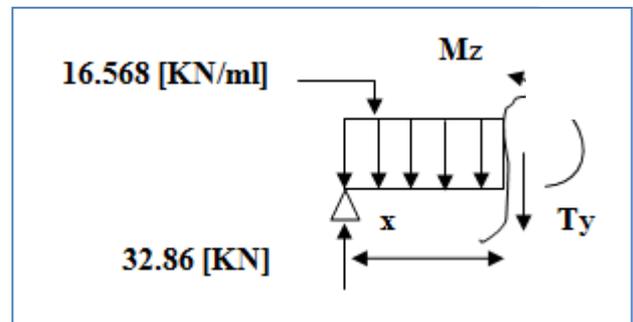
$$R_A = 61.540 - 28.68 \rightarrow R_A = 32.86 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

■ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4$**

$$T(x) = -16.568x + 32.86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 32.86 \text{ KN} \\ T(x=2,4) = -6.90 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = 32.86x - 16.568 \frac{x^2}{2} = 32.86x - 8.284x^2$$

$$M(x) = 32.86x - 8.284x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 \text{ m}, M(x=2,4) = 31.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

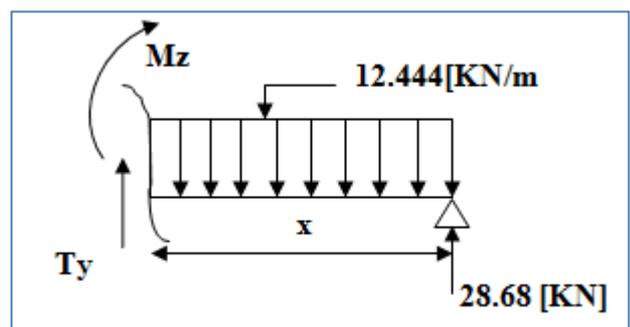
$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{32.86}{16.568} = 1.9 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x=1.9) = -8.02(1.9)^2 + 32.86(1.9) = 32.52 \text{ KN.m}$$

■ **2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.75$**

$$T(x) = 12.444x - 28.68$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -28.68 \text{ KN} \\ T(x=1.75) = -6.90 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = 28.68x - 12.444 \frac{x^2}{2} = 28.68x - 6.222x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2, 4 \text{ m}, M(x=1.75) = 31.13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (32.52) = -9.76 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (32.52) = 27.64 \text{ KN.m}$

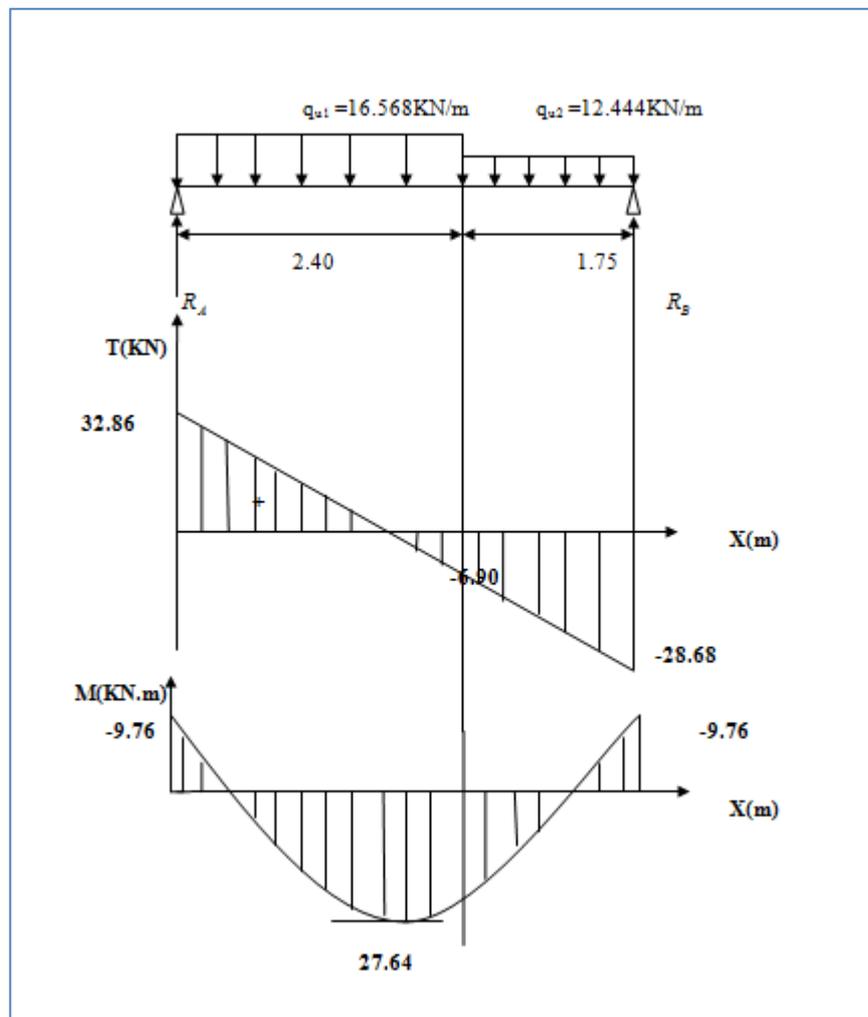


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU

B) Ferrailage des paillasses

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants calculés précédemment pour une bande de ($b = 1$ [m]) de largeur et de 20[cm] de hauteur.

➤ Les armatures principales

■ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.76 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.76 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4 HA10** ($A_a = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **25 [cm]**

■ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.64 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\mu = 0,060 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27.64 \times 10^3}{0,969 \times 18 \times 348}$$

$$A_t = 4.55 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de **6 HA12** ($A_a = 6.79 \text{ cm}^2$) Avec un espacement de **16 [cm]**

➤ Les armatures de répartitions

■ Aux appuis

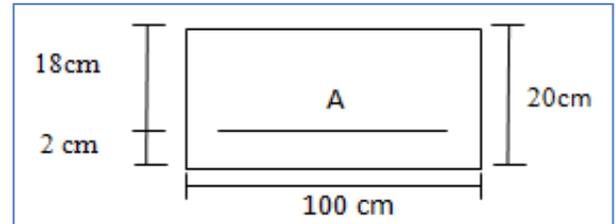
$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{1.58}{4} = 0,395 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de **4HA6** ($A_a = 1,13 [\text{cm}^2]$) avec un espacement de **25[cm]**.

■ En travée

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.55}{4} = 1,13 [\text{cm}^2]$$

Soit une section de **4HA8** ($A_a = 2,01 [\text{cm}^2]$) avec un espacement de 25[cm].



III.5.6 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

■ **En travée**

$$A_t = 6,79 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

■ **Sur appuis**

$$\text{On a : } A_a = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 2,17 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Espacement des barres

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

➤ Armatures principales

$$S_{t \text{ Max}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \quad S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

▪ Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ En travée : $S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ Armatures de répartition

$$S_{t \text{ Max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

▪ Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

C) Vérification au cisaillement

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{On a } V_u = 32,86 \text{ [KN]} \rightarrow \tau_u = \frac{32,86 \times 10}{100 \times 18} = 0,18 \text{ [MPa]}$$

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

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL] :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,18 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D) vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \rightarrow \quad V_u = 32,86 \text{ KN}$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,2$$

$$\sum U_i = 22,61 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{32,86 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,1} = 0,90 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

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

$$\tau_{se} = 0,90 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

E) Ancrage des barres (Art.6.1 ; 23 BAEL)

La longueur de scellement « L_s » est donnée par : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 [\text{MPa}]$$

$$\text{D'où : } \phi = 12 \quad \rightarrow \quad L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} \quad \rightarrow \quad L_s = 42,25 [\text{cm}]$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées. Alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$L_{sc} = 0,4 L_s$$

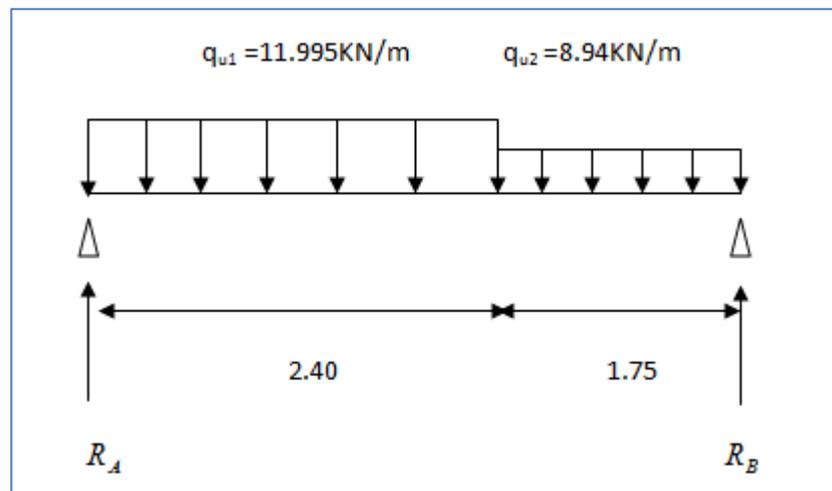
$$L_{sc} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 [\text{cm}]. \quad \text{On prend : } L_{sc} = 17 [\text{cm}]$$

F) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 [\text{KN}]$$

$$\text{On a : } V_u^{\max} = 32,86 [\text{KN}] < 1080 [\text{KN}] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7 Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS



➤ Calculs des réactions d'appuis

$$\blacksquare \sum F/y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - (11,995 \times 2,4) - (8,94 \times 1,75) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 44,43 \text{ KN}$$

$$\blacksquare \sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 4,15 - (11,995 \times 2,4)(1,2) - (8,94 \times 1,75)(0,875 + 2,4) = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 4,15 = 85,78$$

$$\Rightarrow R_B = 20,67 \text{ KN}$$

$$R_A = 44,43 - 20,67 = 23,76 \text{ KN.}$$

$$R_A = 23,76 \text{ KN.}$$

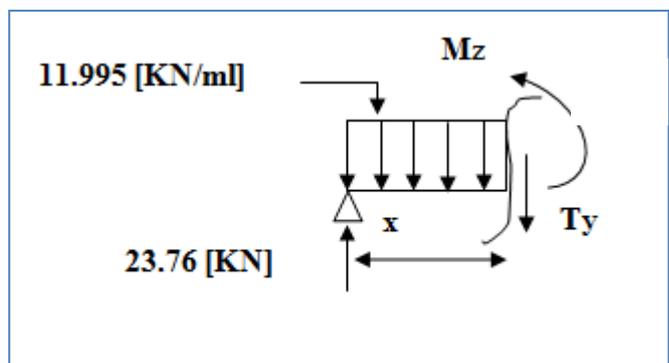
➤ calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

$$\blacksquare \text{1}^{\text{er}} \text{ tronçon : } 0 \leq x \leq 2,4$$

$$T(x) = 23,76 - 11,995 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = 23,76 \text{ KN} \\ T(x=2,4) = -5,03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 23,76x - 5,997 x^2.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 \text{ m}, M(x=2,4) = 22.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$**

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{23.76}{11.995} = 1.98 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x=1.98) = -5.997(1.98)^2 + 23.76(1.98) = 23.53 \text{ KN.m}$$

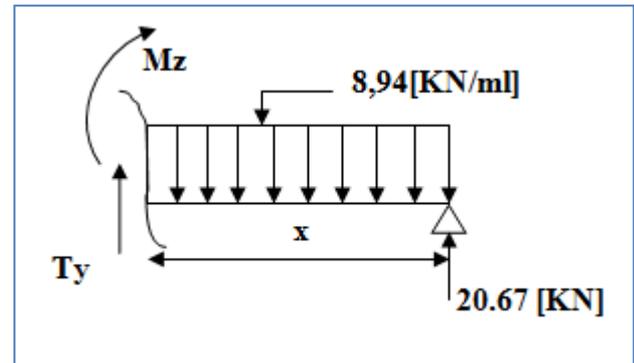
■ **2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.75$**

$$T(x) = 8.94x - 20.67$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -20.67 \text{ KN} \\ T(x=1.75) = -5.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 20.67x - 4.47x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,4 \text{ m}, M(x=1.75) = 22.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



➤ **Remarque**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :** $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (23.53) = -7.06 \text{ KN.m}$
- **En travées :** $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (23.53) = 20 \text{ KN.m}$

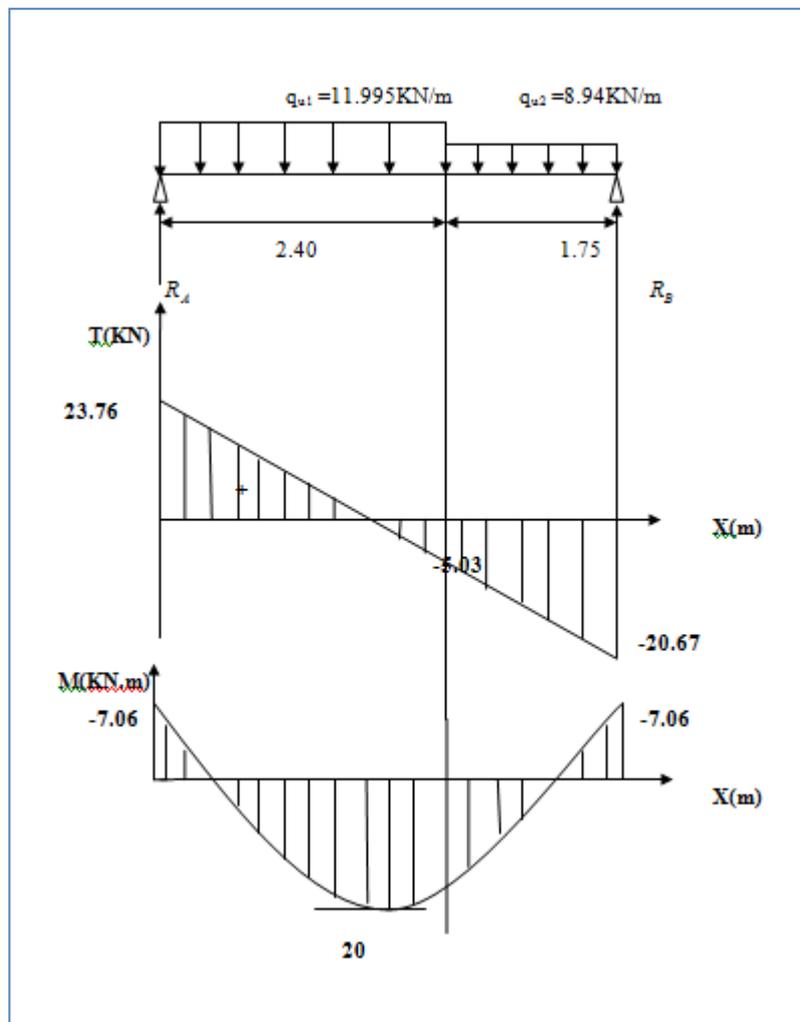


Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

III.5.8 Vérification à l'ELS

A) État limite de fissuration

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

➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ Contrainte de compression du béton

■ Aux appuis

$$M_a = 7.06 [KN.m]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \rightarrow \beta_1 = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{7.06 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 134.03 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = 134.03 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58,53} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 134,03 \times 0,017 = 2,28 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

■ **En travée**

$$M_t = 20 [\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0,377, \beta_1 = 0,905, K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{20 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 6,79} = 180,82 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 180,82 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,73} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,026 \times 180,82$$

$$\sigma_{bc} = 4,70 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{20}{415} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{30}{415} = 0,048 \leq \frac{20}{10 \times 23,53} = 0,085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,0037 \leq 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

$$\text{On doit vérifier que : } f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3 b_0}{b}) \rho}$$

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

$$S_{XX}: \text{Moment statique de la section, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée, } B_0 = bh + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,71 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,71} = 10,387 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,387 = 9,613 \text{ [cm]}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(10,387)^3 + (9,613^3) + 15 \times 6,79(9,613 - 2)^2$$

$$I_0 = 72869,2 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Avec : I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 180,82 \text{ [MPa]}$$

Calcul des paramètres

$$\rho = \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,00377$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,00377} = 2,228 \rightarrow \lambda_v = \frac{2 \times 2,228}{5} = 0,891$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00377 \times 180,82 + 2,1} = 0,239$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 72869,2}{1 + 0,891 \times 0,239} = 66083,67 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_v = \frac{23,53 \times 10^6 \times 4150^2}{10 \times 66083,67 \times 10819 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4150}{500}$$

$$f_v = 5,6 \text{ [mm]} < \bar{f} = 8,3 \text{ [mm]}$$

→ Condition vérifiée.

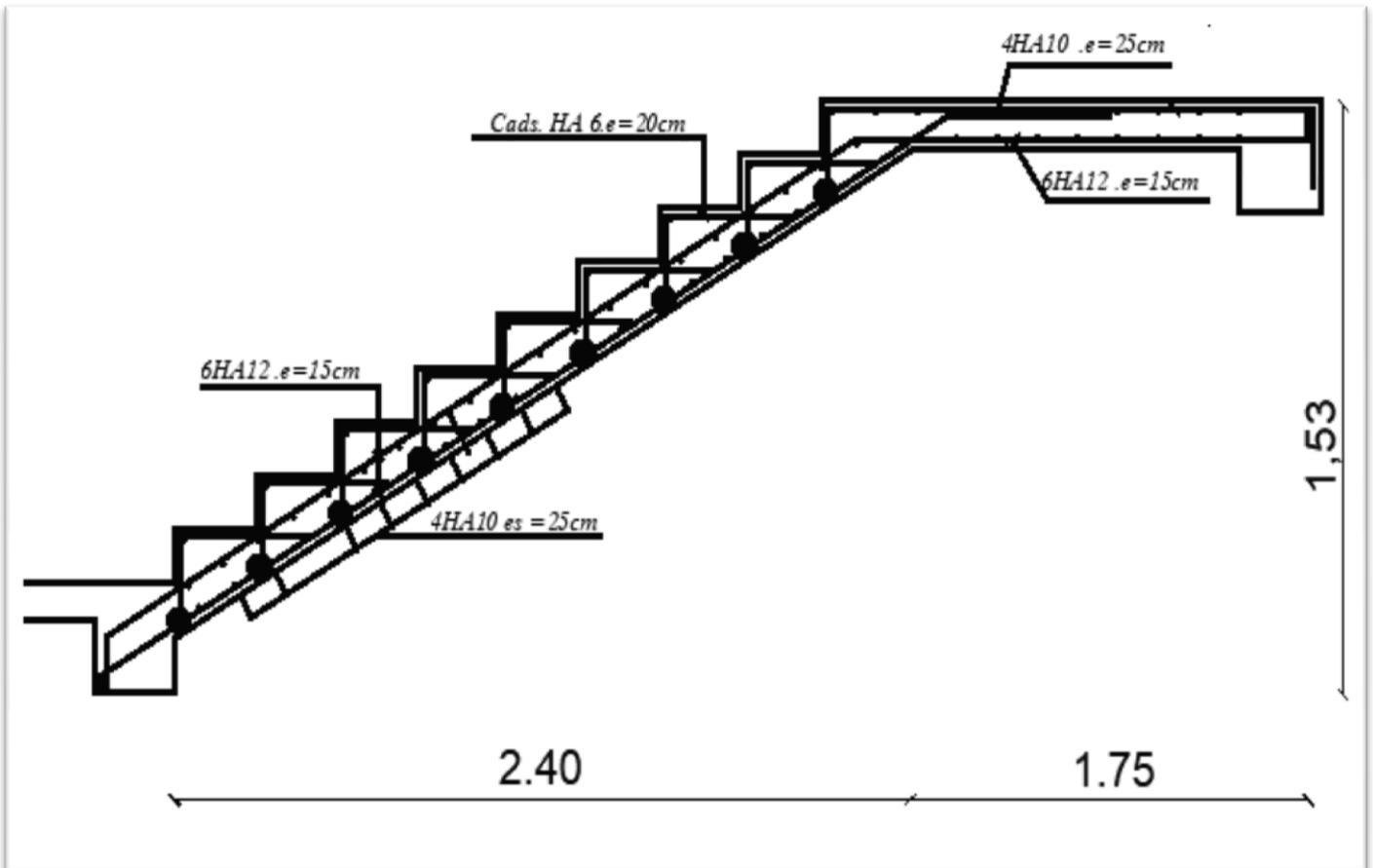


Figure III.26 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.6 Calcul de la poutre palière

III.6.1 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 de 2.6 m (longueur entre nus des appuis).

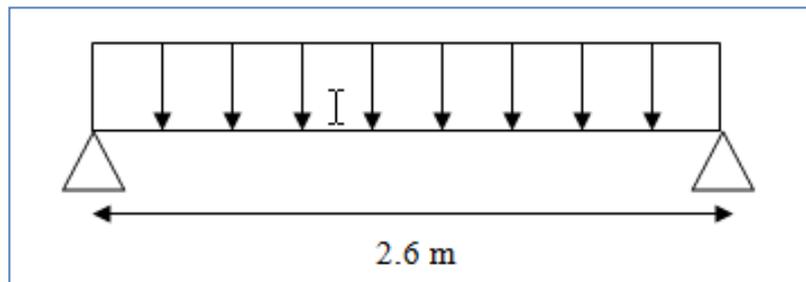


Figure III.27 Schéma statique de la poutre palière

III.6.2 Pré dimensionnement

Portée libre de la poutre : **L = 2,6 m**

➤ Hauteur de la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17.33\text{cm} \leq h_t \leq 26\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de (ART 7-5-1 RPA2003), on prend une hauteur de la poutre : **$h_t = 30\text{ cm}$**

➤ Largeur de la poutre palière

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de RPA on prend : **b = 20 cm**

$$\text{On a : } \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : **(b×h) = (20×30) cm²**

III.6.3 Détermination des charges et surcharges

➤ Poids propre

$$G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml.}$$

➤ Réactions d'appuis de palier

Du au poids propre de l'escalier nous avons :

$$\blacksquare \text{ A l'ELU : } R_A^U = 32.86 \text{ KN/ml}$$

$$\blacksquare \text{ A l'ELS : } R_A^S = 23.76 \text{ KN/ml}$$

III.6.4 Combinaison des charges et surcharges

$$\blacksquare \text{ À l'ELU : } q_u = 1,35 G + R_A^U = 1,35 \times 1,5 + 32.86 = 34.89 \text{ KN/ml} \rightarrow \mathbf{q_u = 34.89 \text{ KN/ml}}$$

$$\blacksquare \text{ A l'ELS : } q_s = G + R_A^S = 1.5 + 23.76 = 25.26 \text{ KN/ml} \rightarrow \mathbf{q_s = 25.26 \text{ KN/ml}}$$

III.6.5 Schémas statiques

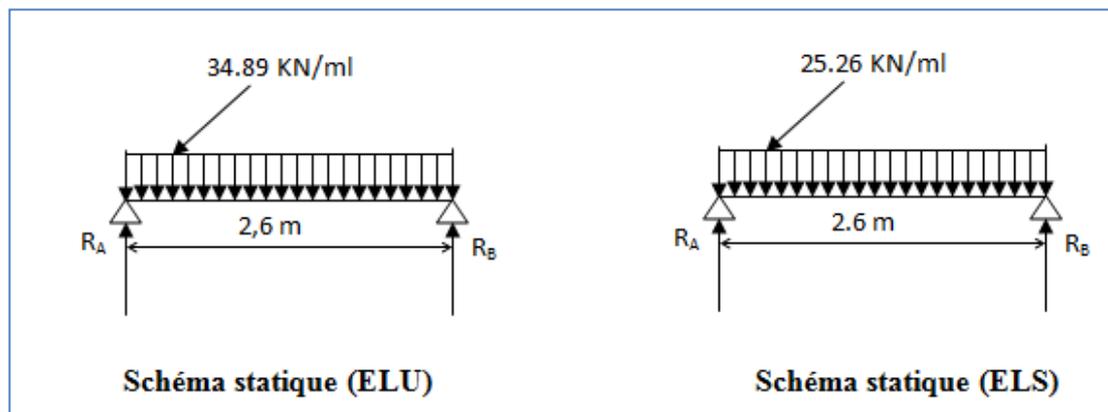


Figure III.28 Schéma statique à l'ELU et à l'ELS

➤ À l'ELU

$$\blacksquare \text{ Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{34.89 \times 2.6}{2} = \mathbf{45.36 \text{ KN}}$$

$$\blacksquare \text{ Moment isostatique } M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{34.89 \times (2.6)^2}{8} = \mathbf{29.48 \text{ KN.m}}$$

Remarque

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

■ Moments corrigés

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 29.48 = \mathbf{25.06 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 29.48 = \mathbf{- 8.84 \text{ KN.m}}$$

■ Effort tranchant : $T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{34.89 \times 2.6}{2} = 45.36 \text{ KN}$

➤ A l'ELS

■ Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{25.26 \times 2.6}{2} = 32.84 \text{ KN}$

■ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{25.26 \times (2.6)^2}{8} = 21.34 \text{ KN.m}$

■ Moments corrigés

En travée : $M_t = 0,85 \times 21.34 = 18.14 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 21.34 = -6.402 \text{ KN.m}$

■ Effort tranchant : $T_S^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{25.26 \times 2.6}{2} = 32.84 \text{ KN}$

III.6.6 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

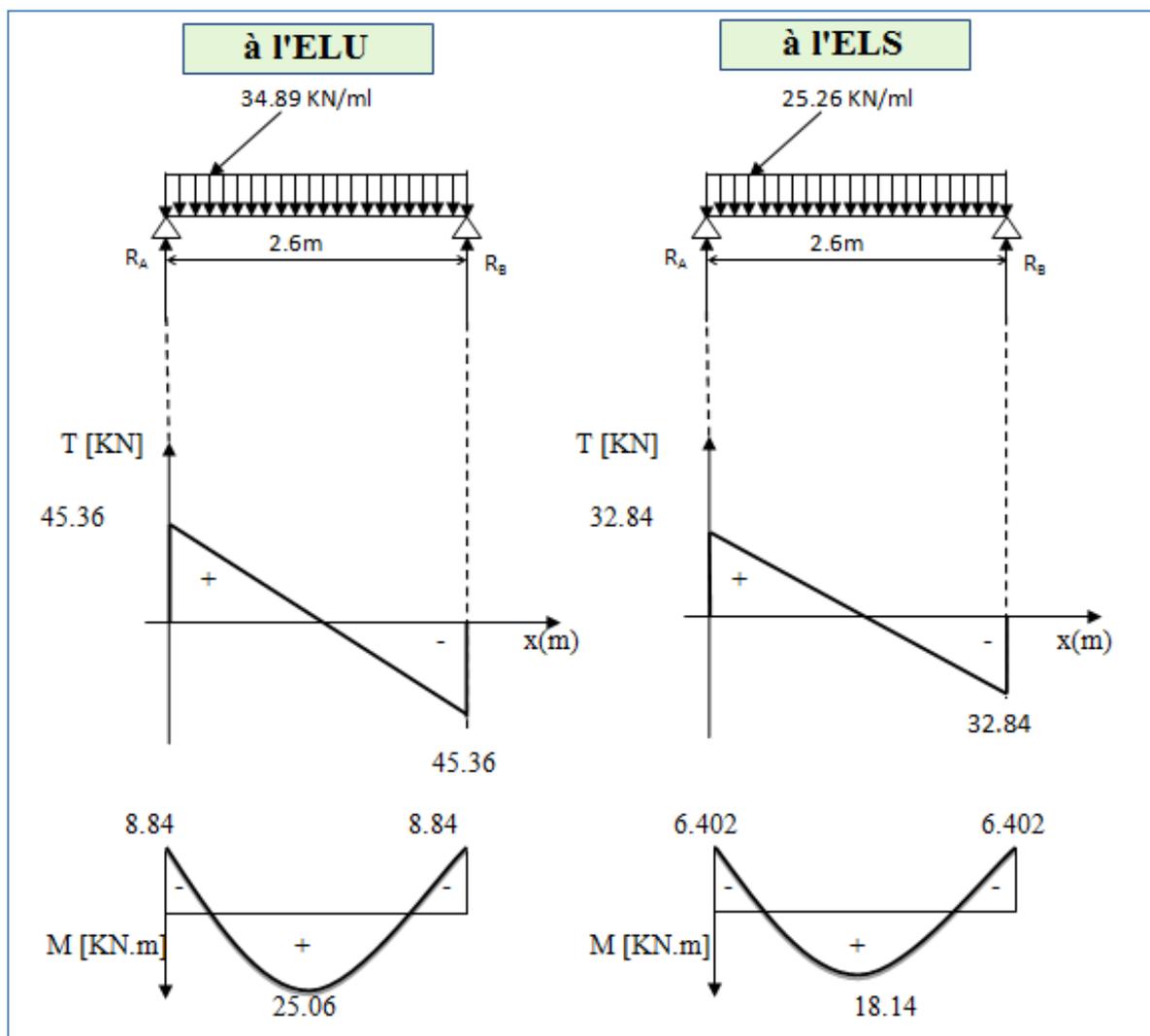


Figure III.29 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.6.7 Ferrailage (ELU)

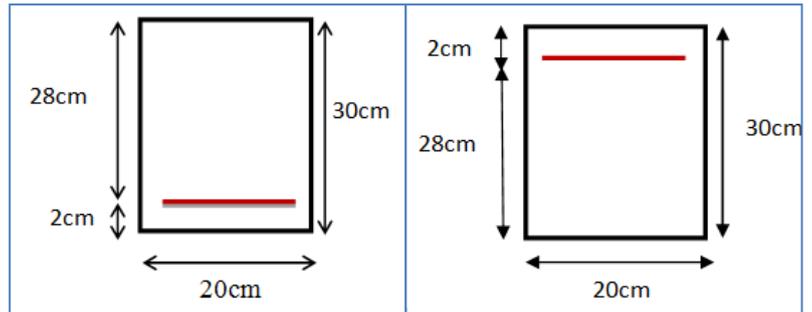
➤ En travée

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.06 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.112$$

$$u_b \pi u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.112 \Rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.06 \times 10^3}{0.940 \times 28 \times 348} = 2.73 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Soit : } A_t = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$



➤ Aux appuis

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.84 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$u_b \pi u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.84 \times 10^3}{0.980 \times 28 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Soit : } A_a = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$1.51 + 3.39 = 4.9 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.8 Vérification à l'ELU

A) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

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

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 28 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

➤ En travée : $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Aux appuis:** $A_{sa} = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

B) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL91Art5.132)

➤ **Influence des aciers**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp} \rightarrow A_u = \frac{45.36 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur le béton**

$$T_u^{max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_u^{max} = 45.36 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 200 \times 280 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_u^{max} = 45.36 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis

On doit vérifier :

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

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{Umax}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 1,2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.36 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113.04} = 1.59 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1.59 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

D) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \rightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Soit $L_s = 35,27 \phi$

Pour $\phi = 1.2\text{cm} \rightarrow L_s = 42.32\text{cm} > b = 20 \text{ cm}$

Pour $\phi = 0.8\text{cm} \rightarrow L_s = 28.22\text{cm} > b = 20 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

■ Aux appuis : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$; Soit **un crochet de 15 cm.**

■ En travée : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$; Soit **un crochet de 20 cm.**

E) Calcul des armatures transversales :

➤ Diamètre

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{200}{10}, 12 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend une cadre et un étrier en HA8 : **4 HA8 = 2,01 cm²**

F) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$S_t \leq S_{t_{\max}} = \min \{0,9 \times d; 40\text{cm}\} = \min \{25.2; 40\text{cm}\} = 25.2\text{cm} \quad \rightarrow \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :

■ **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = 7.5\text{cm.} \quad \rightarrow \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$

■ **Zone courante:** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm.} \quad \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$

Remarque

Les premières armatures transversales, doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

G) Quantité d'armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 3.39\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales (Art : 5.1, 22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bS_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 15}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0.3\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.9 Vérification à l'ELS

- Les réactions d'appuis : $R_A = R_B = 32.84 \text{ KN}$
- Les moments corrigés : $M_t = 18.14 \text{ KN.m}$
 $M_a = - 6.402 \text{ KN.m}$

A) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

- **État limite de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

■ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.51}{20 \times 28} = 0.268 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 45.98 \Rightarrow K = \frac{1}{45.98} = 0.022 \\ \beta_1 = 0.918 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.402 \times 10^3}{0.918 \times 28 \times 1.51} = 164.94 \text{ MPa} \quad \pi \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.022 \times 164.94 = 3.63 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

■ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.606 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 28.48 \Rightarrow \kappa = 0.035 \\ \beta_1 = 0.885 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18.14 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 215.94 \text{ MPa} \quad \pi \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.035 \times 215.94 = 7.56 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{2.6} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.6} = 0.115 > \frac{18.14}{10(21.34)} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 0.0060 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ CONCLUSION

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Aux appuis : 3 HA8 = 1.51 cm²
- En travée : 3 HA 12 = 3.39 cm²
- Armature transversales : 4 HA8 = 2,01 cm²

Avec : St=15 cm zone courante (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

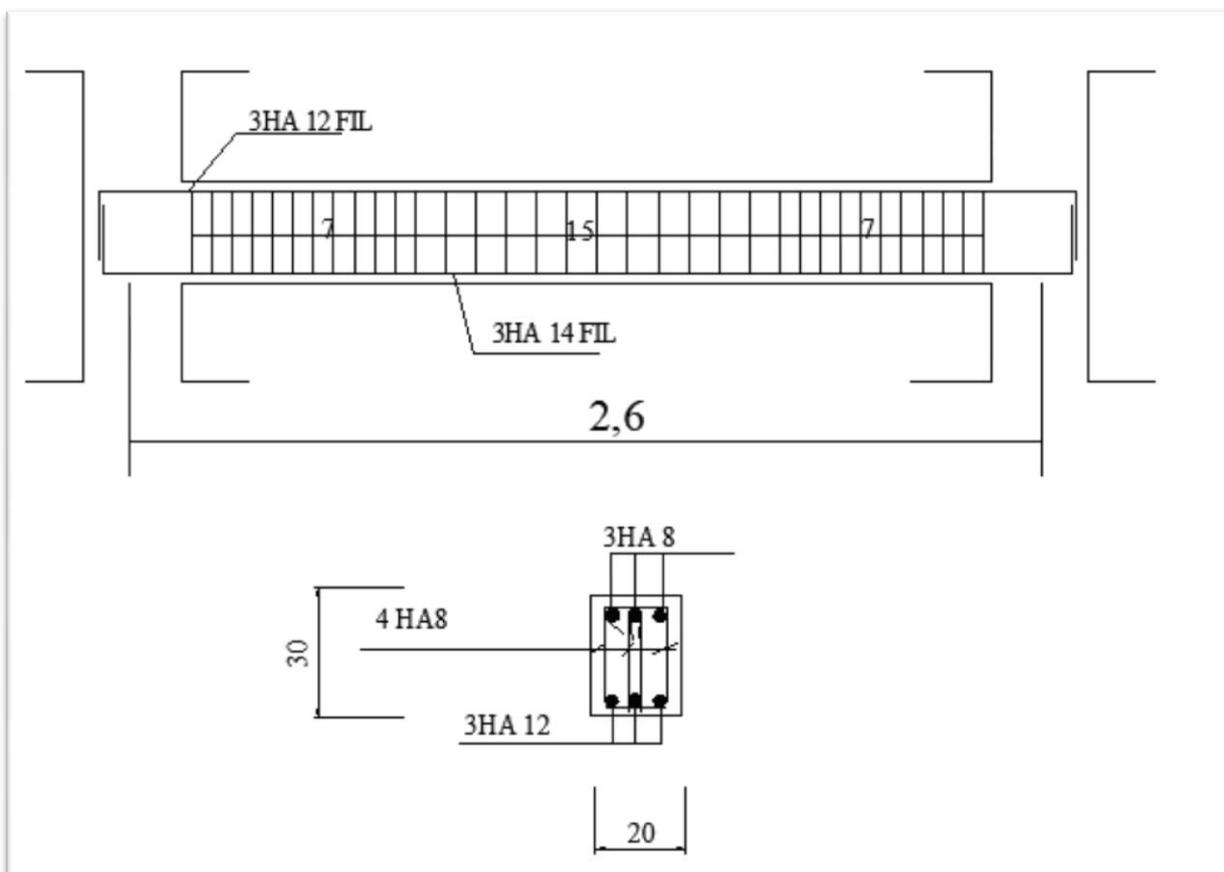


Figure III.30 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.7 Étude de la poutre de chaînage

Nous étudierons une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du mur en double cloisons.

III.7.1 Pré dimensionnement de la poutre

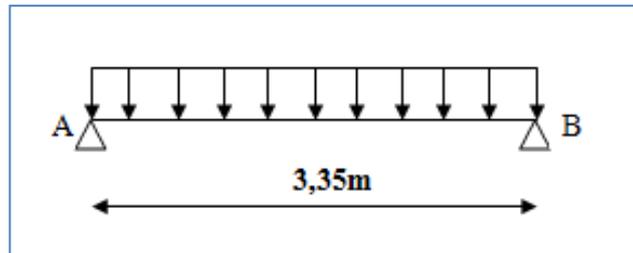


Figure III.31 Schéma statique de la poutre de chaînage

➤ **La hauteur :**
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec h : la hauteur de la poutre ;

L : la portée libre de la poutre ;

$L = 335 - 25 = 310 \text{ cm}$; 25 cm étant la largeur de la poutre principale.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du **RPA 99 version 2003** :

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

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 31 \text{ cm}$$

Pour que la condition du RPA soit vérifiée, on prend : **$h = 30 \text{ cm}$**

➤ **La largeur :** $0,4 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$
 $\rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : **$b = 20 \text{ cm}$**

➤ **Vérification du rapport $\frac{h}{b}$**

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, on opte pour la poutre de chaînage d'une section de : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.7.2 Détermination des charges revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre $25 \times 0,30 \times 0,20 = 1,5 \text{ KN/ml}$.
- Poids du mur (double cloison)..... $2,36(3,06 - 0,20) = 6,75 \text{ KN/ml}$.
- Le poids du plancher $5,59 \times (0,65/2) = 1,82 \text{ KN/ml}$.
- Le poids propre total $G = 10,07 \text{ KN/ml}$.
- La charge d'exploitation $Q = 1,5 \times (0,65/2) \rightarrow Q = 0,49 \text{ KN/ml}$.

III.7.3 Combinaison des charges

■ ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,07 + 1,5 \times 0,49 \rightarrow q_u = 14,33 \text{ KN/ml}$.

■ ELS : $q_s = G + Q = 10,07 + 0,49 \rightarrow q_s = 10,56 \text{ KN/ml}$.

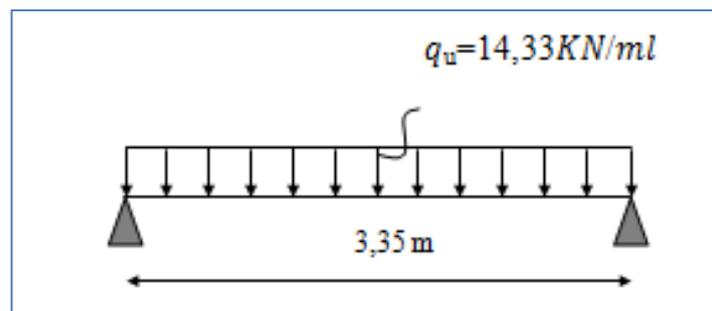


Figure III.32 Schéma du chargement à l'ELU

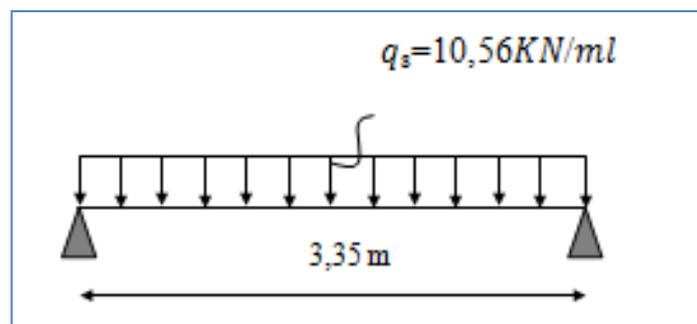


Figure III.33 Schéma du chargement à l'ELS

III.7.4 Calcul des efforts à l'ELU

➤ Le moment isostatique : $M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,33 \times (3,35)^2}{8} = 20,10 \text{ KN.m}$

➤ **L'effort tranchant :**
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,33 \times 3,35}{2} = 24 \text{KN.}$$

Compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments deviennent :

■ **Sur appuis :**
$$M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 20,10 = -6,03 \text{KN.m}$$

■ **En travée :**
$$M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 20,10 = 17,08 \text{KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

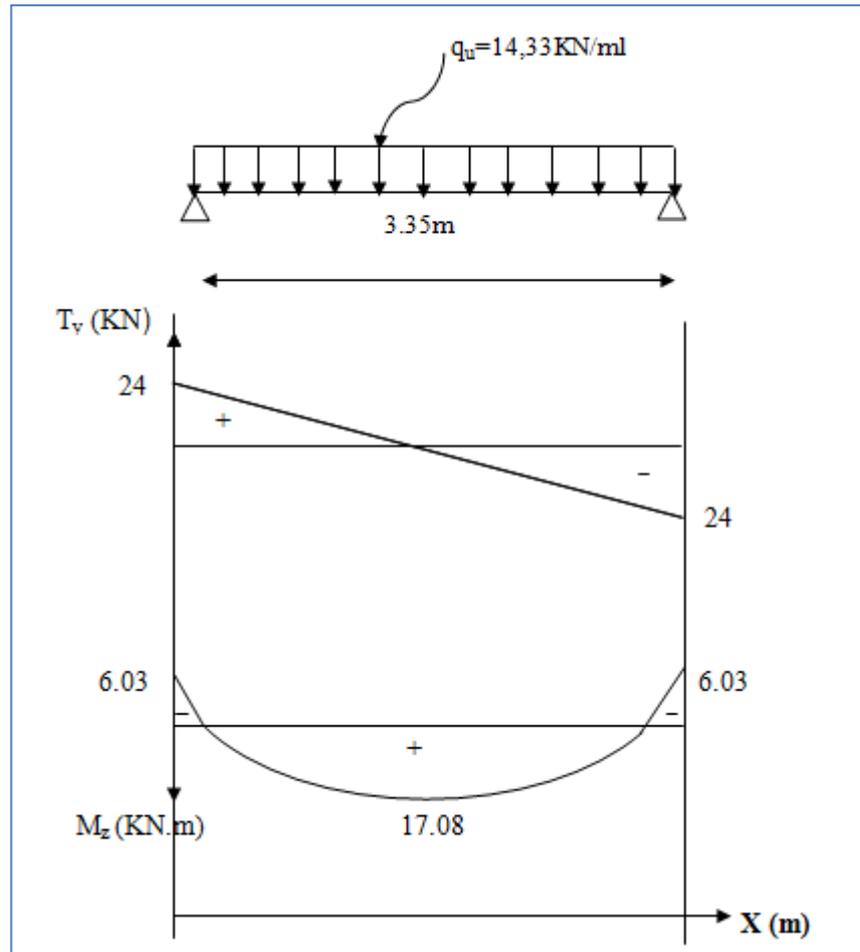


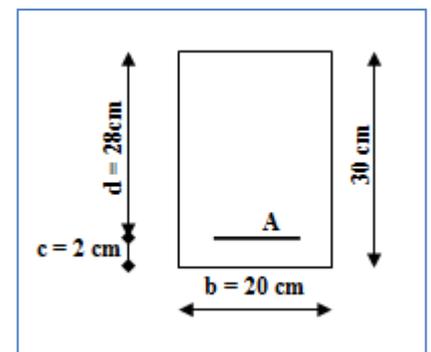
Figure III.34 Diagrammes des efforts internes à l'ELU

III.7.4.1 Calcul des armatures

➤ **Aux appuis**

$M_{au} = 6,03 \text{KN.m}$; $f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$; $c = 2 \text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,03 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,027 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$



$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6,03 \times 10^6}{0,986 \times 280 \times 348} = 0,628 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 2HA8} = 1 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$M_{tu} = 17,08 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,08 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,076 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{17,08 \times 10^6}{0,960 \times 280 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section (RPA99 modifié en 2003).

$$1 + 2,26 = 3,26 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.4.2 Les différentes vérifications à l'ELU (BAEL 91 modifié 99, Art. A.4.2.1)

A) La Condition de non fragilité concerne la section totale d'aciers

$$A_{\min} \leq A$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte d'entraînement des barres

$$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Seu} = \Psi_s \cdot ft_{28} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{Seu} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{24 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,84 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

➤ **L'influence sur le béton**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u \max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u\max} \leq 0,4.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 28 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 20 = 336 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 24 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'influence sur les aciers

$$\text{On doit vérifier :} \quad A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0,9.d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(24 \times 10^3 + \frac{6,03 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 0,137 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1 \text{ cm}^2 > 0,137 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\zeta_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\zeta}_u$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\zeta_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{24 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,428 \text{ MPa}$$

$$\zeta_u = 0,428 \text{ MPa} < \bar{\zeta}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée.

III.7.4.3 Les armatures transversales (BAEL 91 modifié, Art. A.7.22)

A) Section des armatures

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{30}{35}; \Phi_l; \frac{20}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad \Phi \leq \text{Min} (0,85; 1,2; 2) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de Φ 8.

B) Espacement des armatures transversales (BAEL 91, Art A.7.51.22)

$$St \leq \text{Min} (0,9x_d; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0,9 \times 28; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

$$St \leq 25,2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{20 \times 25} = 0,8 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7.4 Vérification selon le RPA 99 :(Art A.7.5.2.2)

A) L'espacement des armatures transversales

■ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30\right) = \min\{7,5 ; 14,4 ; 30\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 7 \text{ cm}$$

■ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ La quantité d'armatures

* Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 \Rightarrow A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

◆ Soit 1 cadre $\Phi 8 = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.7.5 Les différents calculs à l'ELS

Calcul des efforts internes :

➤ Le moment isostatique

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,56 \times (3,35)^2}{8} = 14,81 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,56 \times 3,35}{2} = 17,69 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 14,81 = -4,44 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 14,81 = 12,59 \text{ KN.m}$

III.7.5.1 Les différentes vérifications à l'ELS

A) Vérification de la contrainte dans le béton

➤ Aux appuis

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1}{20 \times 28} = 0,180$$

$$\rho_1 = 0,180 \Rightarrow \beta_1 = 0,931 \Rightarrow k_1 = 57,46$$

$$\sigma_s = \frac{4,44 \times 10^6}{0,931 \times 280 \times 1 \times 10^2} = 170,32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{170,32}{57,46} = 2,96 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2,96 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

→ Condition vérifiée.

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,403$$

$$\rho_1 = 0,403 \Rightarrow \beta_1 = 0,902 \Rightarrow k_1 = 36,285$$

$$\sigma_s = \frac{12,59 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 2,26 \times 10^2} = 220,57 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{220,57}{36,285} = 6,08 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

→ Condition vérifiée.

B) État limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

C) État limite de déformation : (BAEL 91 modifié, Art A.4.6)

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{310} = 0,0967 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0967 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{12.59}{10 \times 14.81} = 0,085 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{2,26}{20 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

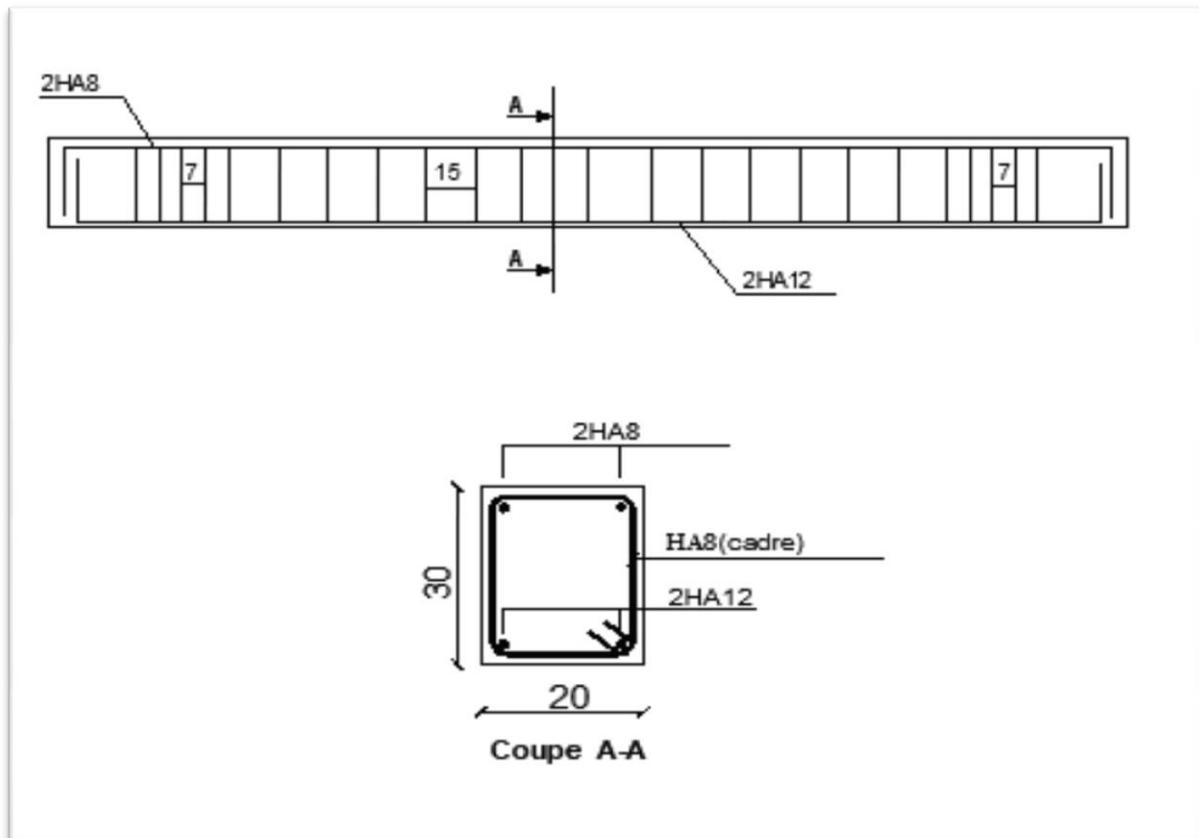


Figure III.35 Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques tel que la MEF est devenue indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV.2 Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- Affectation des charges revenant aux éléments,
- Introduction des combinaisons d'actions,
- Affectation des masses sismiques,
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),

IV.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (voir la figure suivante).

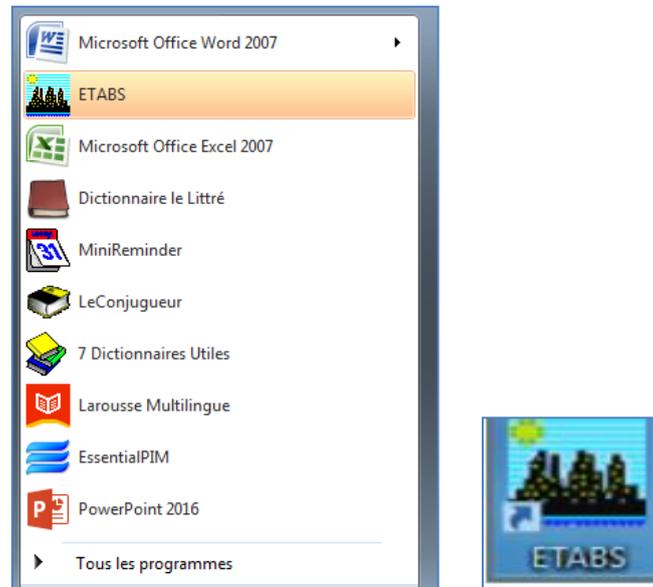


Figure IV.1 Icône de l'application ETABS sur outils informatique

A) Rappel:(terminologie)

Gridline	lignedegrille
Joints	nœuds
Frame	portique(cadre)
Shell	voile
Elément	élément
Restraints	degrésdeliberté(D.D.L)
Uniformed loads	pointd'applicationdelacharge
Define	définir
Materials	matériaux
Concrete	béton
Steel	acier
Frame section	coffrage
Beam	poutre

IV.4 Étapes de modélisation

A) Etape1 : Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étages)

➤ Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et les déplacements



Figure IV.2 Choix des unités

➤ Géométrie de base

En haut de l'écran dans File New model (Géométrie de base)

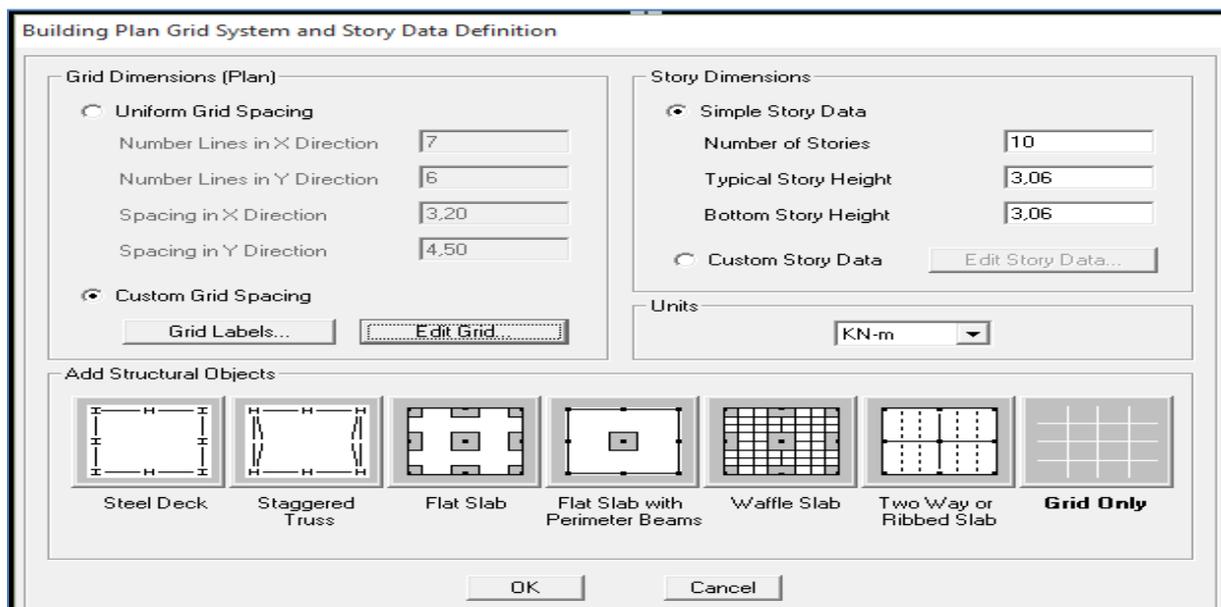


Figure IV.3 Géométrie de base

- Le nombre de portiques suivant x-x
(Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y.
(Dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages. (7 niveaux, R+7+1 sous-sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs des étages

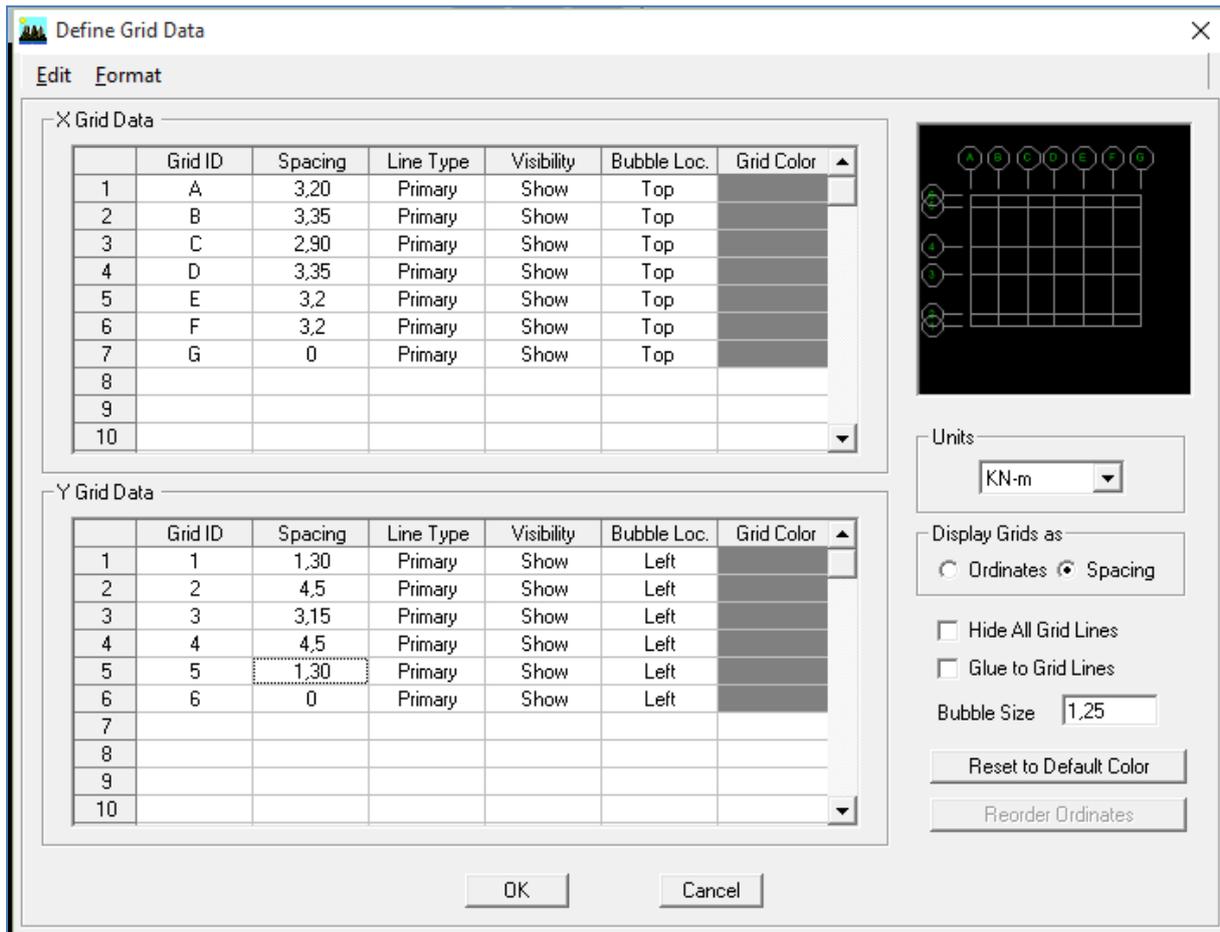


Figure IV.4 Modification des longueurs des trames

Pour modifier les hauteurs et les noms des étages ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** → **Edit Story Data**.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	ALLE MACHIN	1,3	26,97	Yes		No	0,
9	ET7	3,06	25,67	No	ET1	No	0,
8	ET6	3,06	22,61	No	ET1	No	0,
7	ET5	3,06	19,55	No	ET1	No	0,
6	ET4	3,06	16,49	No	ET1	No	0,
5	ET3	3,06	13,43	No	ET1	No	0,
4	ET2	3,06	10,37	No	ET1	No	0,
3	ET1	3,06	7,31	Yes		No	0,
2	RDC	4,25	4,25	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure IV.5 Modification des hauteurs des étages

Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

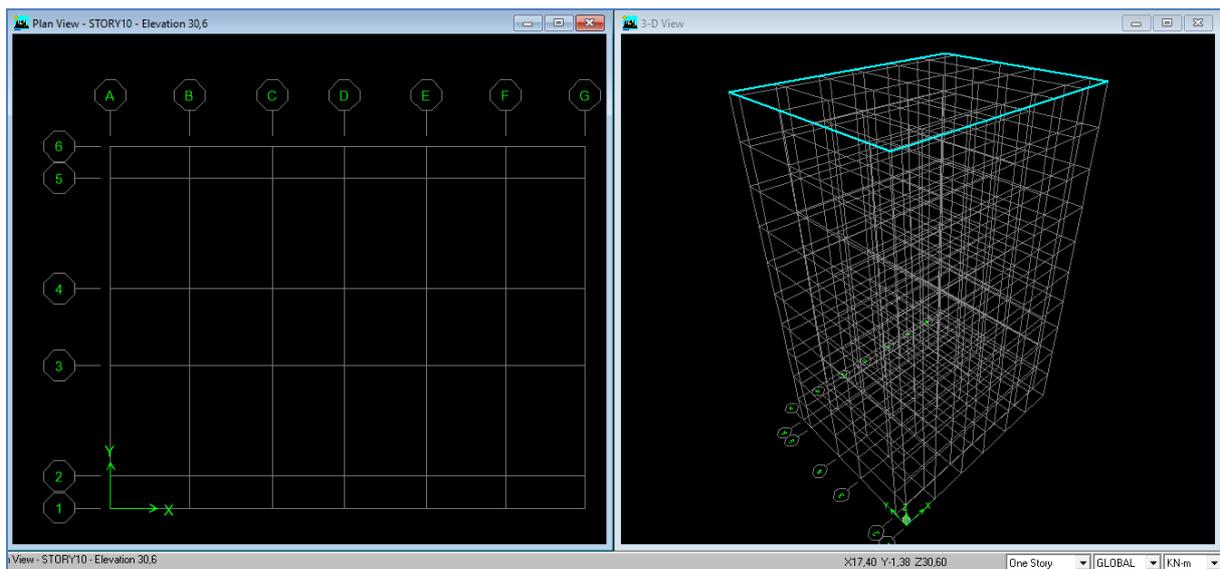


Figure IV.6 Représentation de la structure en 2D et 3D

B) Étape 2: Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton

Define → Material Properties → ConcModify /show material

- Masse par unit volume (masse volumique du béton) ;
- Weight par unit volume (Poids volumique du béton) ;
- Modulus of Elasticity (Module de Young);
- Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression) ;
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) ;
- Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max des aciers).

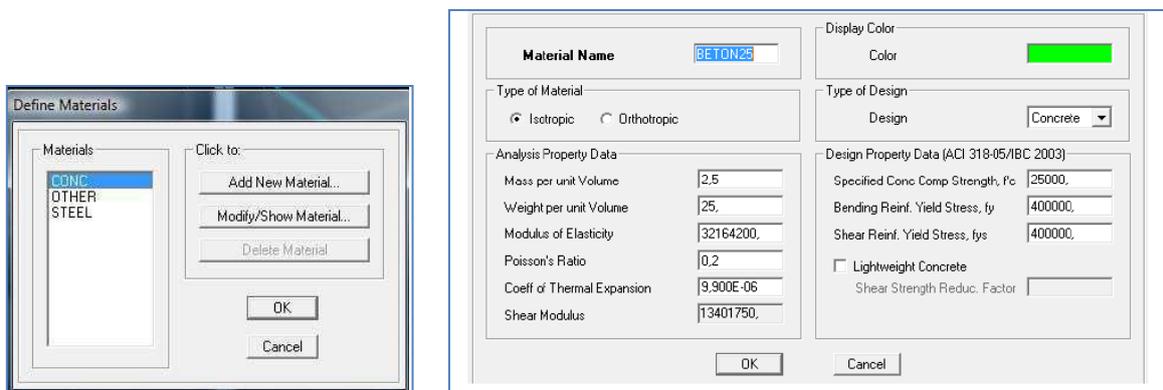


Figure IV.7 Introduction des propriétés mécaniques du béton

C) Étape 3: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...)

➤ Définition des poutres et poteaux

Define → Frame section → Add rectangulaire.

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur **Reinforcement**

Un clic sur **Beam** introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025** → **OK** → **OK**

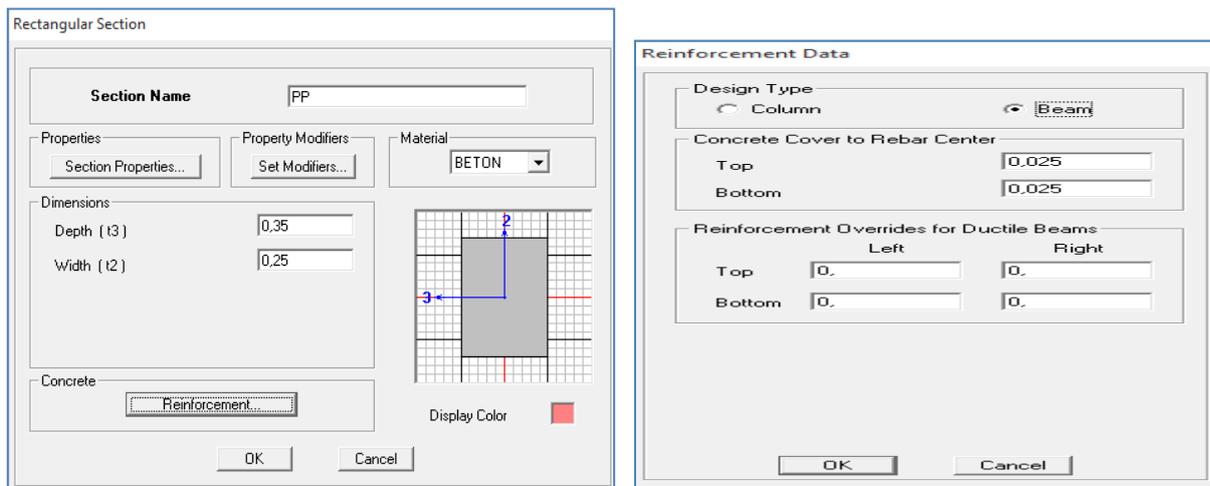
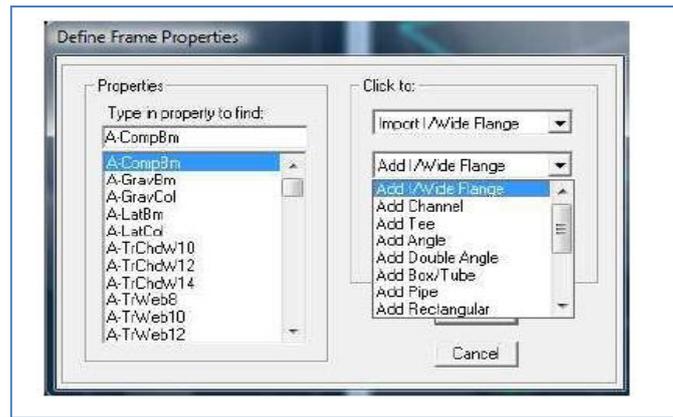


Figure IV. 8 Introduction des dimensions des poutres/poteaux

➤ Définition des voiles, dalles plaines et planchers

■ Les voiles

Define → Wall/slab/deck section → Add New Wall

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile

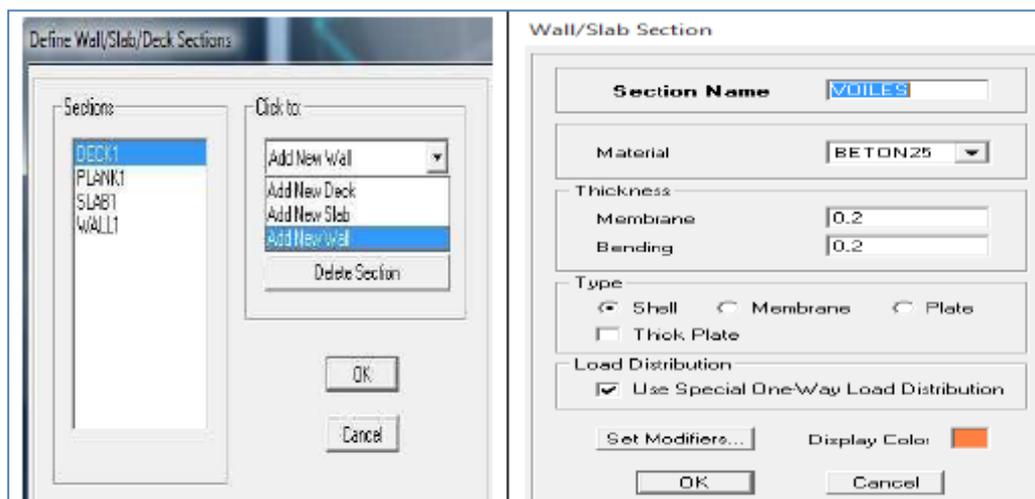


Figure IV.9 Introduction des dimensions des voiles

■ Les dalles Plaines

Define → Wall/slab/deck section → Add New Slab

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle.

Figure IV. 10 Introduction des dimensions des dalles planes

■ Les planchers

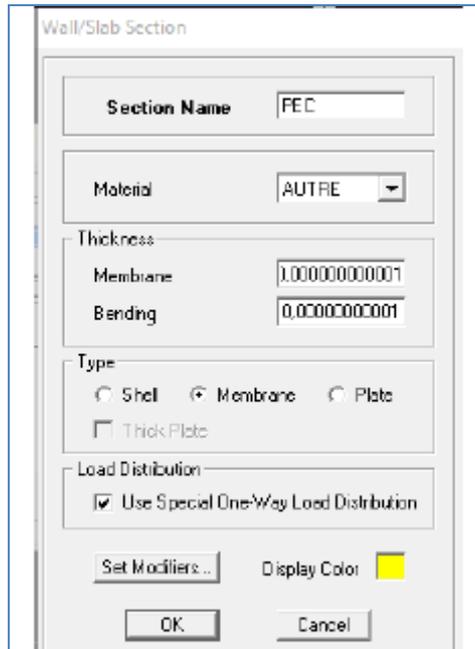
On va opter pour la méthode « bardage ».

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommée AUTRE.

Figure IV.11 Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage

Define → **Wall/slab/deck section** → **Add new slab**

Et on spécifie le nom du plancher



D) Étape 4 : Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)

➤ Charges G et Q

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et des surcharges d'exploitation (**Q**),
Pour les définir :

Charges permanentes : **Load Name** (Nom de la charge): **G**
 Type : **DEAD** (permanente)
 Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre)

Surcharges d' exploitation : **Load Name** (Nom de la charge): **Q**
 Type: **LIVE** (exploitation)
 Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

Define Static load cases → **Dead** → **modify load** écrire **G** → **0**
 → **Live** → **modify load** écrire **Q** → **1**

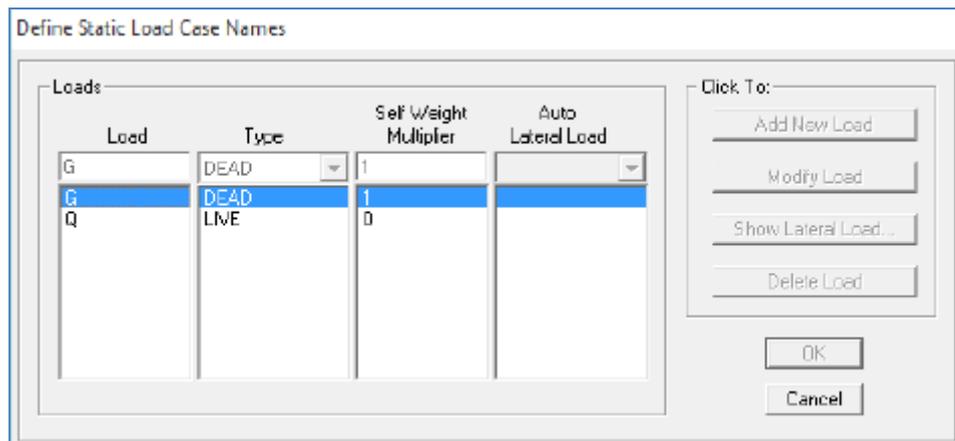


Figure IV.12 Définition des charges d'exploitations G et Q

➤ Charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel

Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et zone IIa) $A=0.15$

Coefficient de comportement de la structure (R) : on prend $R=5$

Facteur de qualité (Q) : $Q=1+pq=1.15$

Coefficient d'amortissement(%) = 10 %

Catégorie de site : S3

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

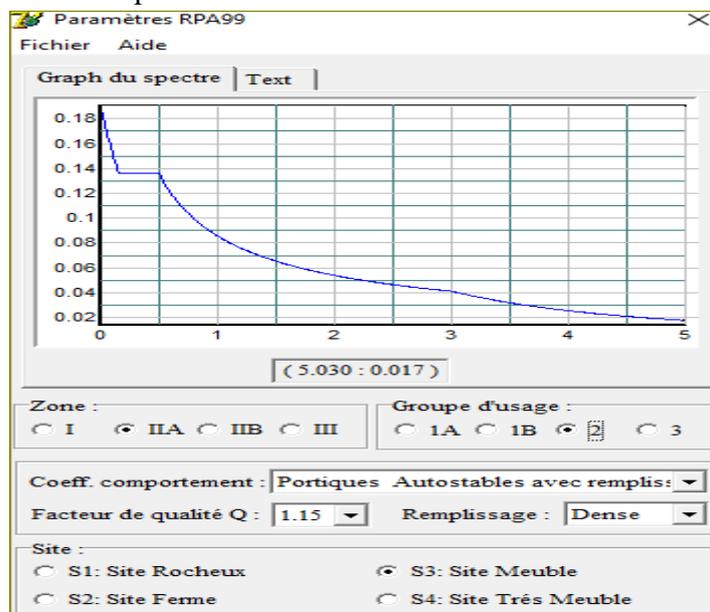


Figure IV.13 Introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

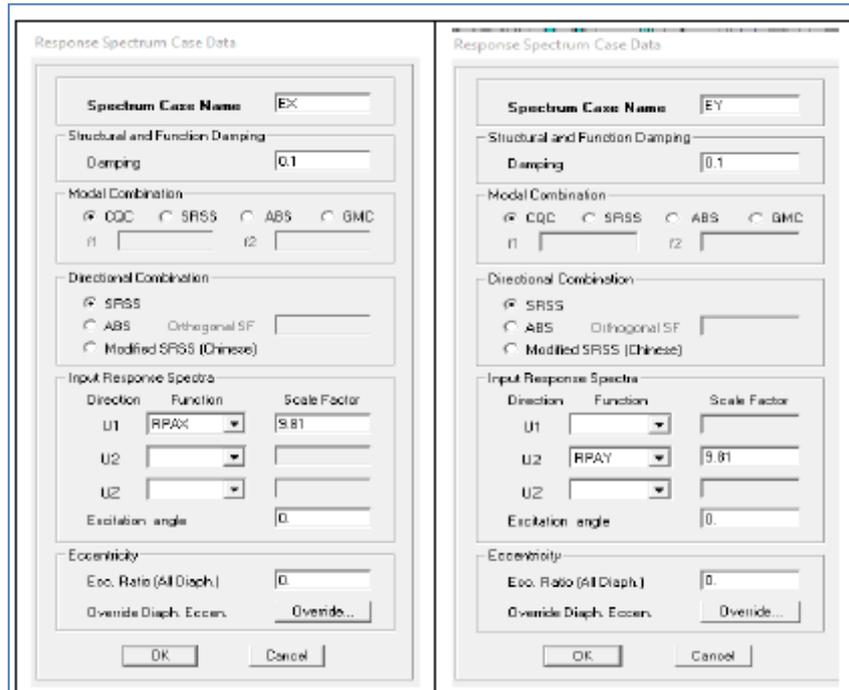


Figure IV.14 Définition du chargement EX et EY (séisme)

E) Étape 5 : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ Combinaisons selon le BAEL

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons selon le RPA

- $G + Q + Ex$
- $G + Q - Ex$
- $G + Q + Ey$
- $G + Q - Ey$
- $0.8G + Ex$
- $0.8G - Ex$
- $0.8G + Ey$
- $0.8G - Ey$

➤ Combinaisons de poids

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define → load Combinations → Add New Combo → Choisir le nom
Définir les coefficients**

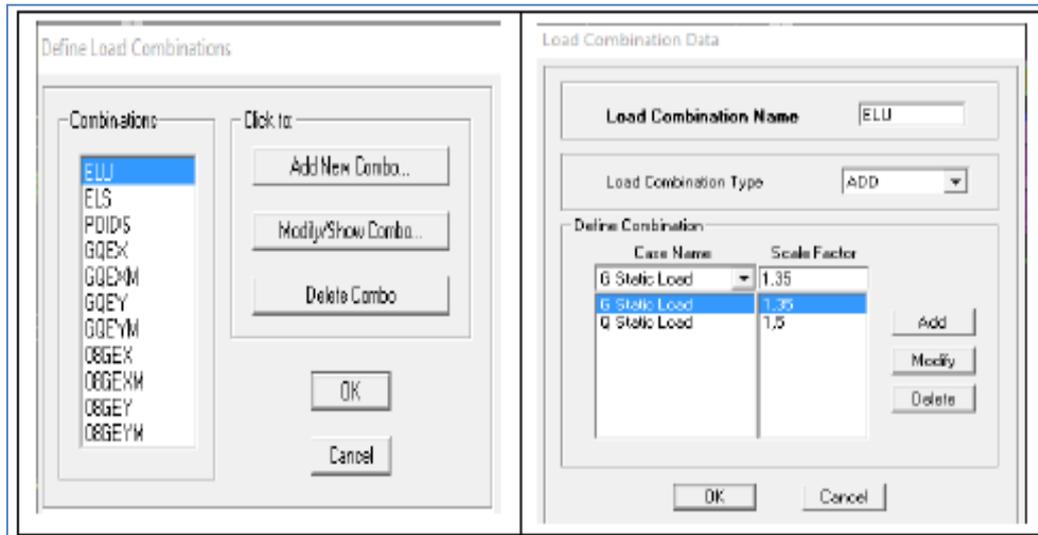


Figure IV.15 Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define → masse source → from loads

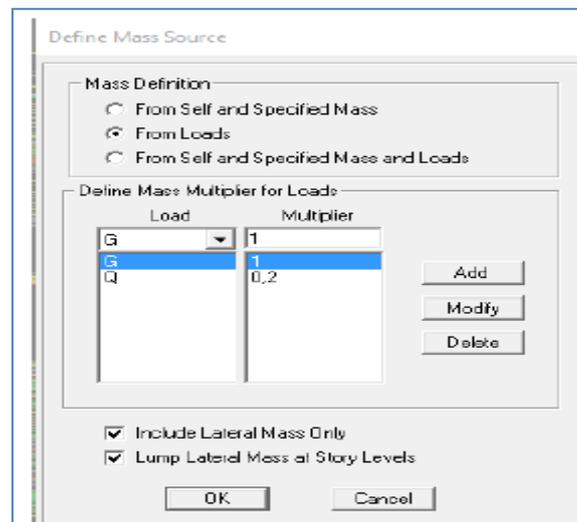


Figure IV. 16 Introduction de la masse source

F) Étape 6 : Dessiner les éléments de la structure

➤ Dessiner les poteaux

Draw → **Draw line object** → **Create columns in region or at Clicks (plan)**

Choisir le nom du poteau (un simple clic sur le point pour que le poteau soit dessiné).

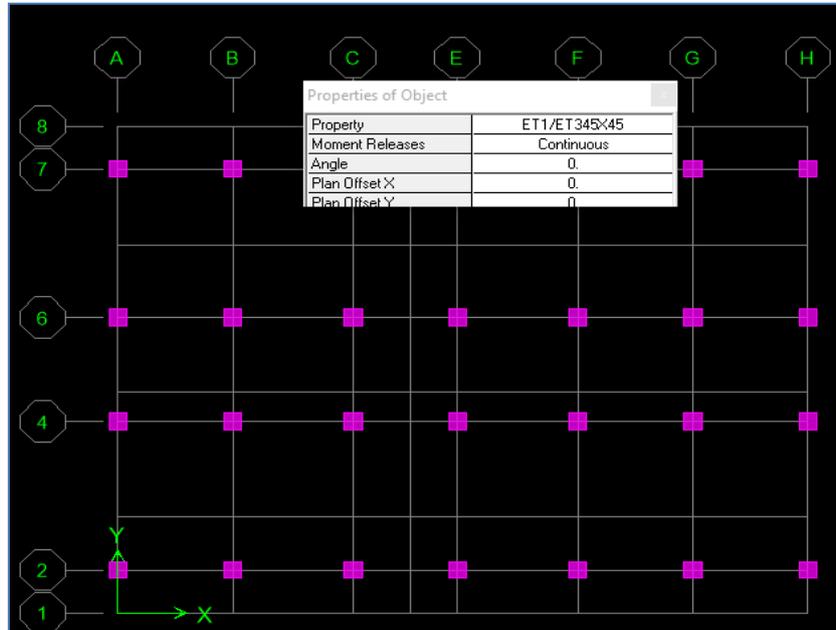


Figure IV.17 Dessin des poteaux

➤ Dessiner les poutres

Draw → **Draw line Objects** → **create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)**

Choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

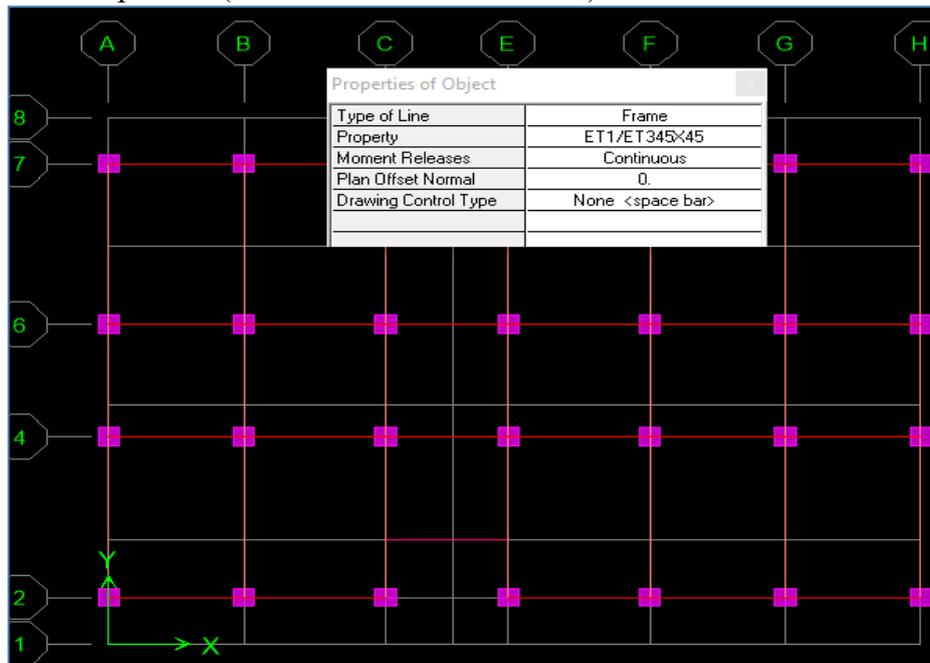


Figure IV. 18 Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → **Replicate Story** → cocher les étages identiques → **Ok**

➤ Dessiner les voiles

Draw → **Draw area Objects** → **create wall in region or at clicks (plan)**

Simple clique sur l'axe considéré pour que le voile soit dessiné.

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects draw wall (plan)**

Introduire la longueur du voile et dessiner.

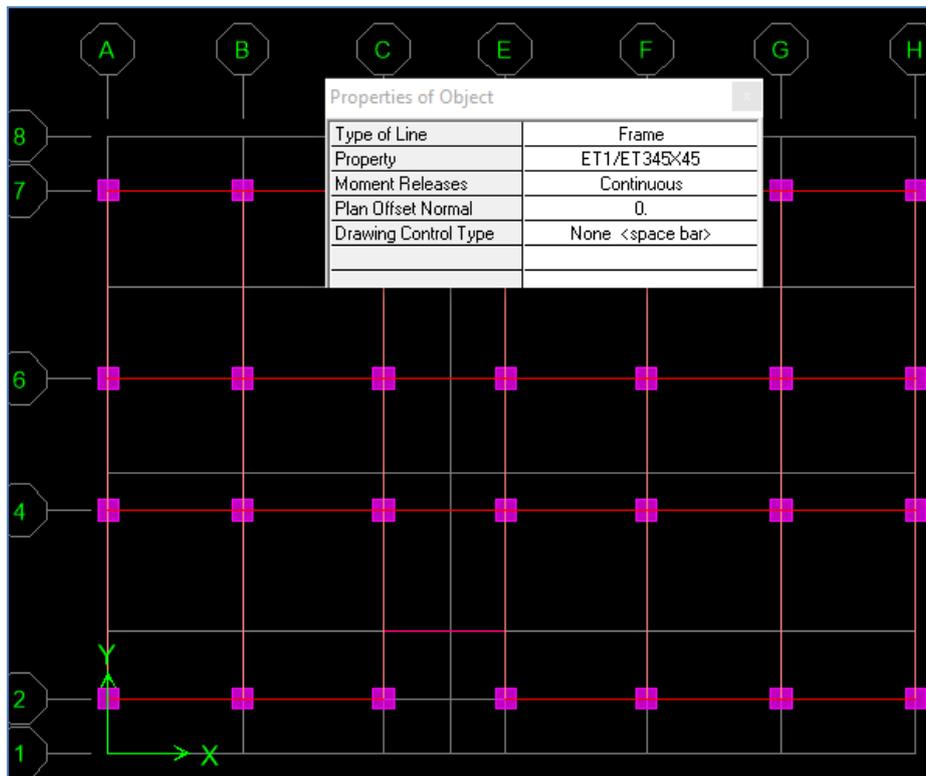


Figure IV.19 Dessin des voiles

➤ Dessiner les dalles pleines

Draw → **Draw area Objects** → **Draw Area (plan, elev,3D)**

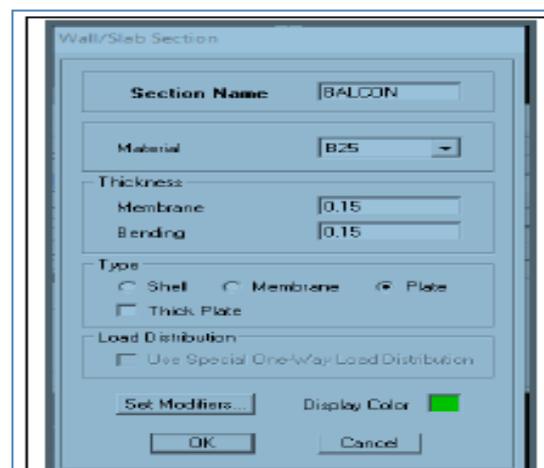


Figure IV.20 Dessin des dalles plein

➤ Dessiner les planchers

Draw → Draw area Objects → create Area at click (plan, elev)

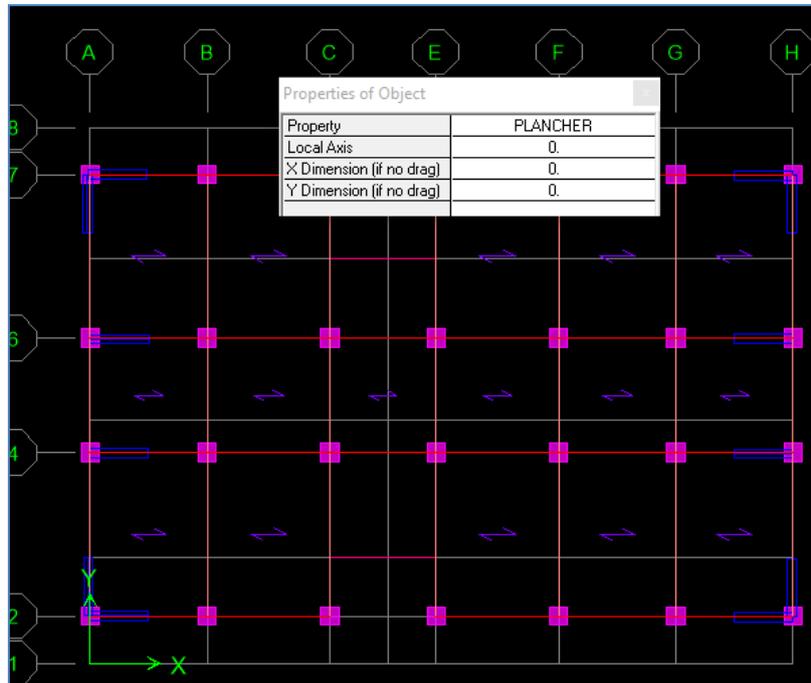


Figure IV.21 Dessin des planchers

➤ Encastrement de la base

Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

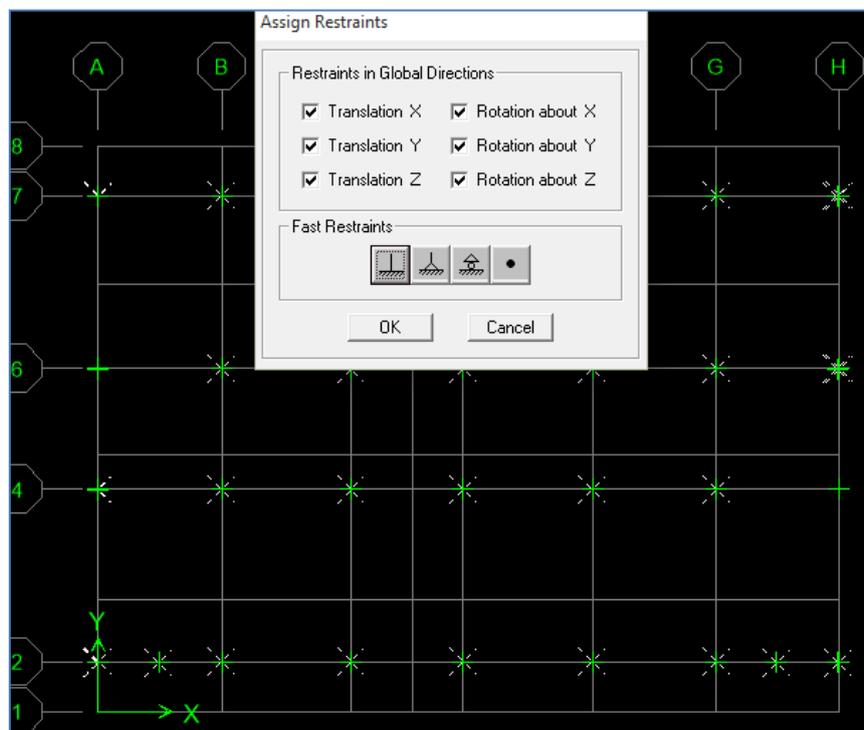


Figure IV.22 Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure suivant:

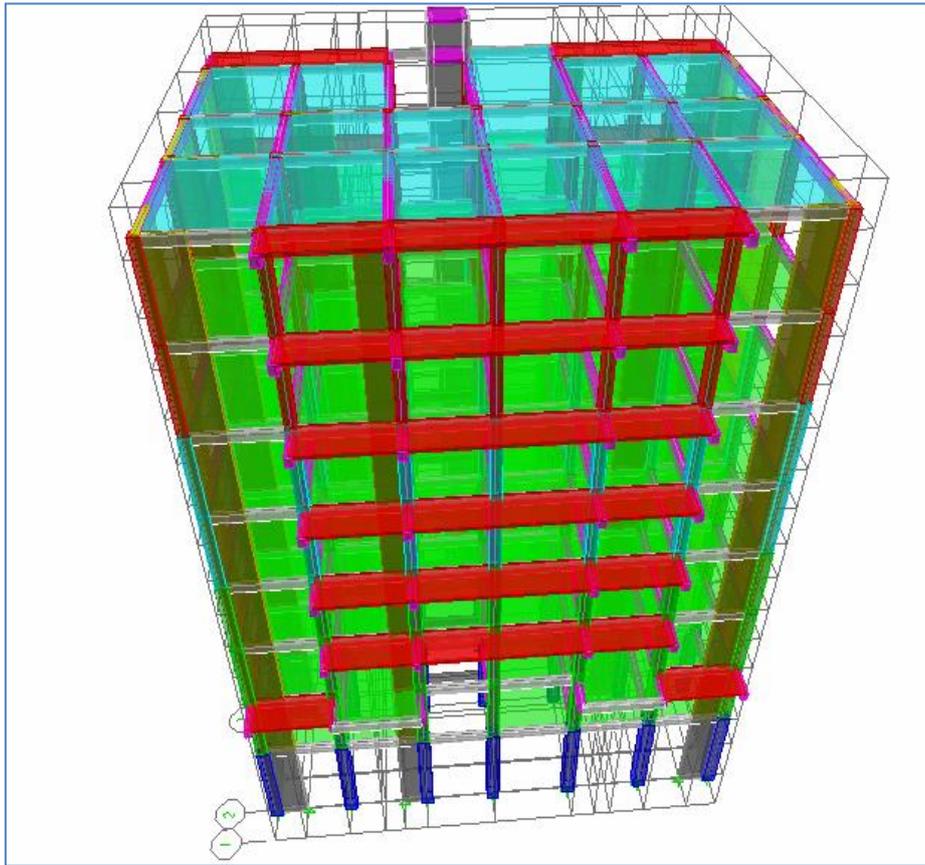


Figure IV.23 Vue de la structure en 3D

G) Étape 7 : Chargement de la structure

➤ Les dalles pleines

Les balcons : $G = 5.39 \text{ KN/ml}$
 $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

La terrasse : $G = 5.68 \text{ KN/m}$
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

L' étage courant : $G = 5.59 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1.5 \text{ KN/ml}$

Acrotère : $G = 1.963 \text{ KN/ml}$
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Escalier : $G = 0.975 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

➤ Chargement des balcons

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon → 

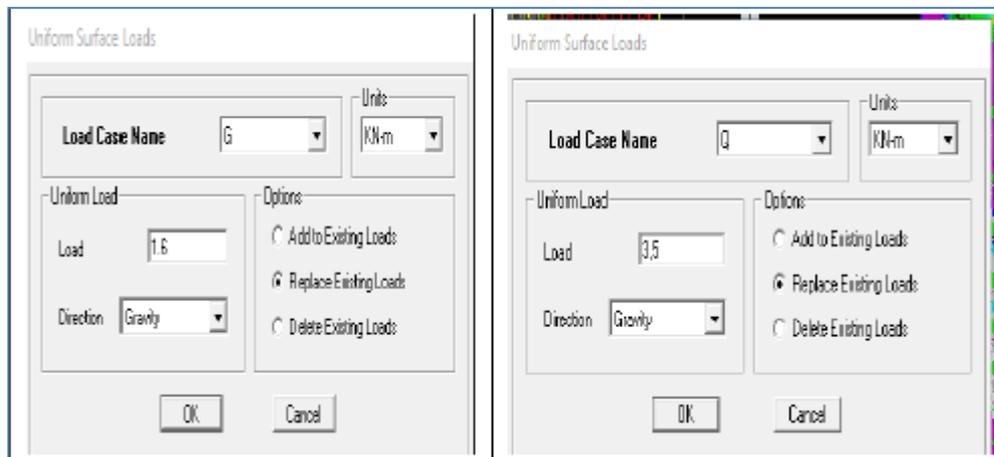


Figure IV.24 Chargement de la dalle pleine

• Chargement des planchers

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher Terrasse** et par la suite les **planchers étages** et introduire leurs valeurs de G et Q

Étape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes).

Sélectionner en plans le premier étage → D1 Modify → Show Diaphragm → OK

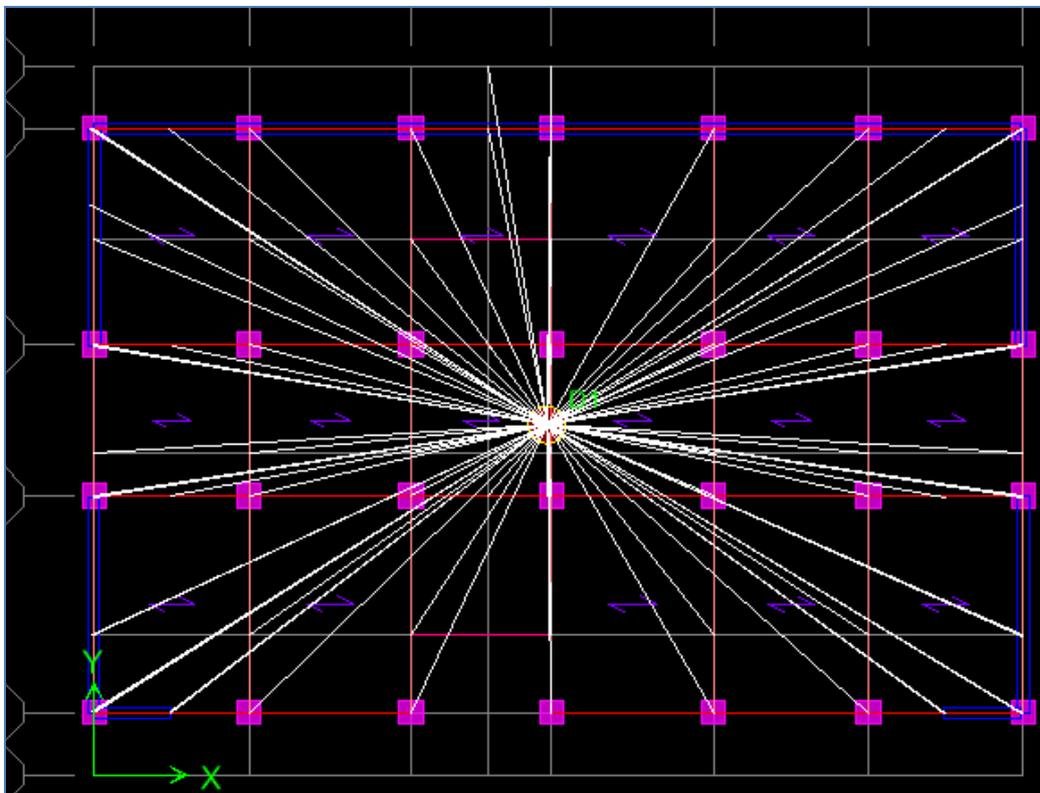


Figure IV.25 Diaphragme de RDC

On fait la même chose pour les autres étages

H) Analyse de la structure

Analyse → Set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → OK

Écrire le nombre de modes

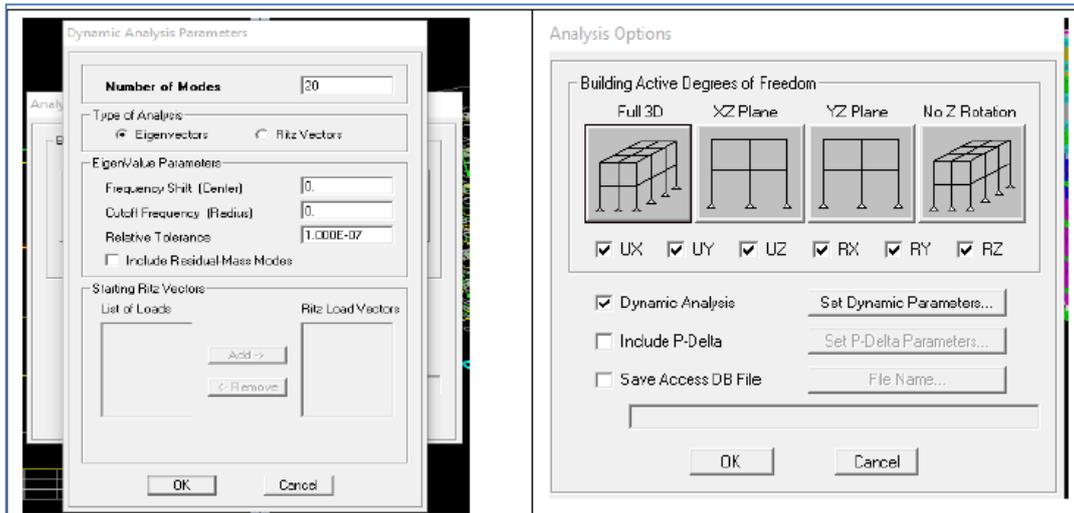


Figure IV.26 Introduction de nombre de mode

I) Étape 9 : Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

Pour lancer l'analyse, on clique sur **F5** ou **Run analyse**

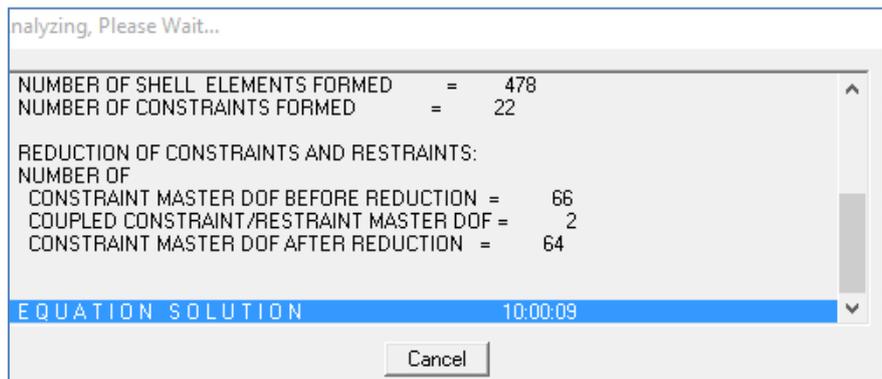


Figure IV.27 Analyse de la structure

➤ Vérification des modes

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

➤ Déplacement de la structure selon les modes

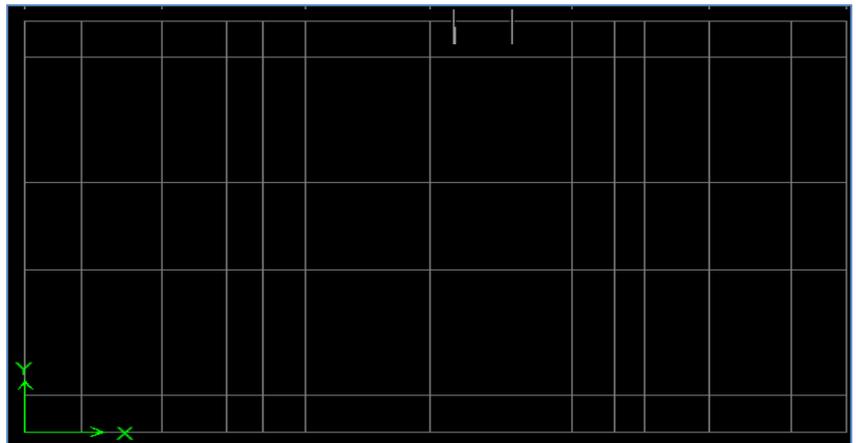
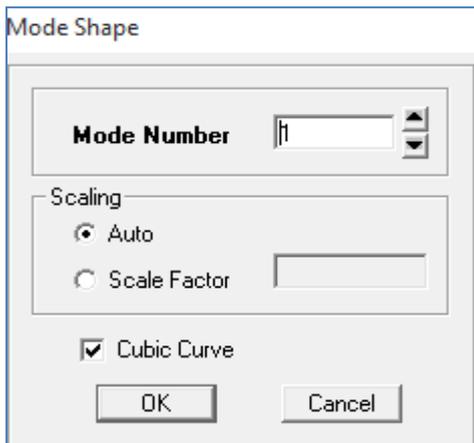


Figure IV.28 Déplacement de la structure selon le mode 1

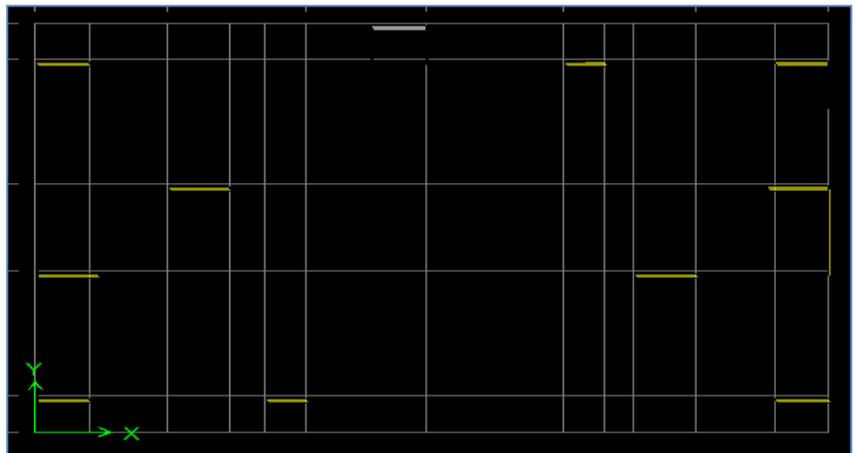
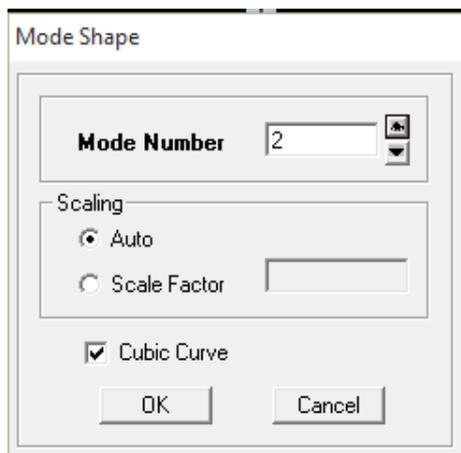


Figure 29 Déplacement de la structure selon le mode 2

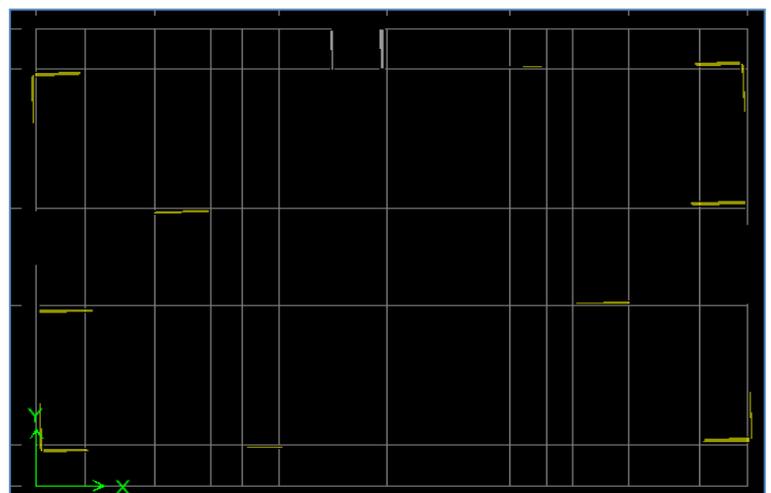
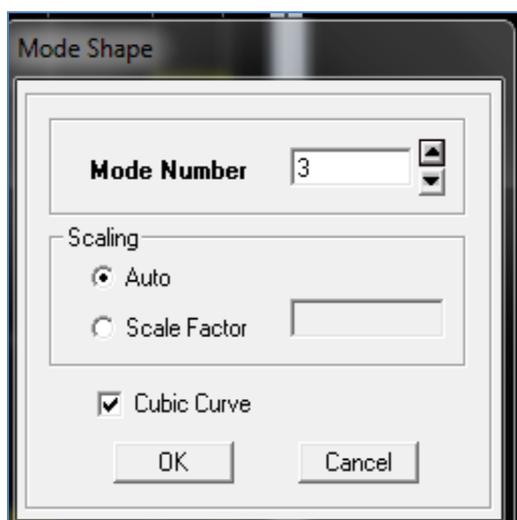


Figure IV.30 Déplacement de la structure selon le mode 3

➤ **Déformée de la structure**

Pour avoir la déformation de la structure

 **Show Deformed Shape** → Sélectionner une combinaison d'actions → **OK**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique.

➤ **Diagramme des efforts interne**

 **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force**

Sélectionner une combinaison d'actions → Choisir **moment 3.3** pour le moment et **shear2.2** pour l'effort tranchant.

➤ **Efforts internes dans les éléments barres**

■ **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on

Clique sur :

Display Show tables.

Dans **Element Output** « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres) → **Select**

Case/comb pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur → **OK**

■ **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

■ **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout les planchers d'un

Même niveau considéré, on clique sur **show tables** → « **Displacements**».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display Show** → **Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw Draw** → **Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

V.1 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 simplifié qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées, parmi lesquelles la méthode des éléments finis.

A) Méthode de calcul

On distingue deux cas :

■ Calcul statique

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

■ Calcul dynamique

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E).

Pour son calcul, on distingue les méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99 /version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser les méthodes dynamiques modales spectrales en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

B) Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

➤ Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

➤ Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

■ Le spectre de réponse

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passé ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \frac{S_a}{g} 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{array} \right.$$

T la période avec une précision de 0.1 sec.

A coefficient d'accélération de zone.

η Facteur de correction d'amortissement.

R coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + P_q$

P_q la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Le site : meuble

La zone : zone IIa TIZI OUZOU (Annexe 1 du RPA 99 version 2003).

Le groupe d'usage : groupe 2 (selon l'article 3.2 du RPA 99 version 2003).

Remplissage : dense (d'après le tableau 4.2 du RPA 99 version 2003).

➤ Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

■ Classification de l'ouvrage (RPA 99 version 2003 ; l'article 3.2)

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commercial dont la hauteur $H = 25.67$ m < 48 m, qui sera classé au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone IIa).

■ Classification du site (Article 3.3.1 ; RPA 99 version 2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon les résultats donnés par le laboratoire géotechnique (rapport du sol), notre structure est située dans un terrain classé comme suit : **site meuble S 3** (dépôts de sables et de graviers denses).

■ Coefficient de comportement R (RPA 99 version 2003)

D'après le Tableau 4.3 On suppose que la valeur du coefficient de comportement est égale à 5 (structure mixte avec interaction) → **R = 5**

■ Facteur de qualité : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation ;
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement ;
- La qualité du contrôle de la construction.

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" donné par le tableau 4.4 RPA 99 version 2003.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Dans notre cas, il n'ya pas de variation de la masse importante entre les étages.

→ **Condition vérifiée**

Régularité en plan (pas d'ouvertures de plancher donc le plancher présente une rigidité suffisante) → **Condition vérifiée** → $P_{1x} = P_{1y} = 0$

La régularité en élévation (pas de décrochement en élévation, le système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu qui vas empêcher la transmission des charges aux fondations) → **Condition vérifiée** → $P_{2x} = P_{2y} = 0$

Conditions minimales sur les fils de contreventement (chaque fil de portique comporte 3travé et le rapport des portés n'excède pas 1.5) :

sens xx

$$\frac{3.20}{3.35} = 0.95 ; \frac{3.35}{2.90} = 1.15 ; \frac{2.90}{3.35} = 0.86 ; \frac{3.35}{3.20} = 1.04 ; \frac{3.20}{3.20} = 1 < 1.5$$

Sens yy :

$$\frac{4.50}{3.15} = 1.42 ; \frac{3.15}{4.50} = 0.7 < 1.5$$

Sens xx : **Condition vérifiée** → $P_{x3} = 0$

Sens yy : **Condition vérifiée** → $P_{y3} = 0$

Redondance en plan (dans chaque étage on a 4 fille de portique et le rapport entre valeur maximale et minimale ne dépasse pas 1.5)

$$\text{Sens } xx : \frac{3.35}{2.90} = 1.15 < 1.5$$

$$\text{Sens } yy : \frac{4.50}{3.15} = 1.42 < 1.5$$

Suivant x-x : **Condition vérifiée** → $P4x = 0$

Suivant y-y : **Condition vérifiée** → $P4y = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères doivent être obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Néanmoins, un ingénieur de calcul des structures doit prendre ses précautions, surtout dans le cas où il n'est pas présent dans la phase réalisation, c'est-à-dire que l'ingénieur du calcul ou son organisme n'est pas désigné pour le pilotage des travaux et le suivi du chantier. C'est pourquoi pour la phase calcul, nous introduirons les deux pénalités qui s'est affèrent.

C) Vérification selon les exigences du RPA 99 version 2003

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant les roches de l'écorce terrestre et, en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de la période ;
- Vérification de la participation modale ;
- Justification vis-à-vis des déplacements ;
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment ;
- Vérification de l'excentricité ;

- Vérification vis-à-vis de l'effet du 2ème ordre (effet P- Δ) ;
- Efforts normaux au niveau des poteaux ;
- Justification du système de contreventement.

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA 99 version 2003 nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ Vérification de la période

■ Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = \min (C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}})$

Avec h_n hauteur mesurée en mètres, de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99 version 2003 ; avec : $C_T = 0.05$

D la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul considérée. Dans notre cas $D_x=19.50m$ et $D_y=13.675 m$.

■ Application numérique

$$1) \quad T = 0.05 \times 26.97^{3/4} = 0.59 \text{ s}$$

$$2) \quad T_x = \frac{0.09 \times 26.97}{\sqrt{19.50}} = 0.55s$$

$$3) \quad T_y = \frac{0.09 \times 26.97}{\sqrt{13.675}} = 0.65s \quad \rightarrow \quad T = \min (0.59 ; 0.55 ; 0.65) = 0.55 \text{ s}$$

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée dans le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Avec $T_{\text{analytique}} = 0.774$ s (tiré d du logiciel ETABS) $\rightarrow T = 1,3 T_{\text{empirique}} = 0.7$ s

T2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 version 2003)

Site 3 (Site meuble) $\rightarrow T_2 = 0.5$ s

η Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \rightarrow \text{Article 4.3 RPA 99 version 2003}$$

ξ Pourcentage d'amortissement critique, il dépend des matériaux constituant la structure.

Pour le cas des voiles ou murs en béton armé, avec remplissages en maçonneries

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.763 \geq 0.7 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_2 < T_{\text{Analytique}} < 3,0 \text{ s} \quad \text{Alors} \rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.7}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.52$$

➤ Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation sismique doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée, à savoir :

- Une translation suivant le sens X-X
- Une translation suivant le sens Y-Y
- une rotation suivant le sens Z-Z

Tableau V.1 Justification de la période et les masses participantes

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,774072	70,8804	3,6125	70,8804	3,6125	0,0754
2	0,629859	3,5686	67,8248	74,4490	71,4373	0,0079
3	0,481593	0,0582	0,0006	74,5072	71,4379	71,1313
4	0,210806	13,9499	0,5237	88,4571	71,9616	0,0222
5	0,150216	0,6251	17,1457	89,0822	89,1073	0,0052
6	0,115407	0,0392	0,0025	89,1214	89,1098	17,9393
7	0,093160	5,3139	0,1992	94,4353	89,3091	0,0102
8	0,064731	0,1944	5,8227	94,6296	95,1318	0,0016
9	0,051546	2,5079	0,0921	97,1375	95,2239	0,0541
10	0,049801	0,0573	0,0002	97,1948	95,2241	6,0303
11	0,037730	0,0777	2,5137	97,2725	97,7378	0,0003
12	0,033100	1,3378	0,0433	98,6103	97,7811	0,0103

- Le premier mode de vibration est une **translation suivant x-x**, il mobilise **70.88%** de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation suivant y-y**, il mobilise **67.82%** de la masse.
- le troisième mode de vibration est une **rotation**.

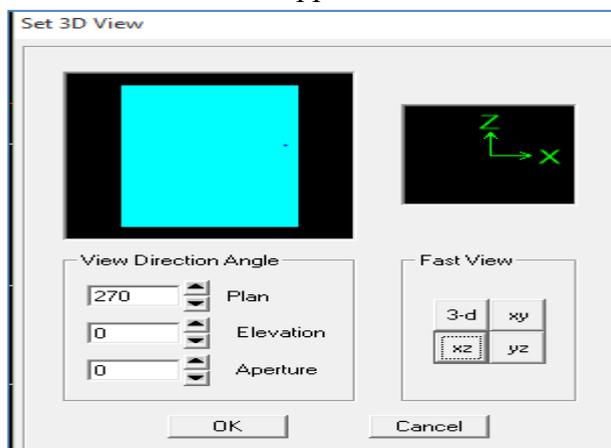
La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans les deux directions.

- Suivant le sens x-x (Mode 8) : **94.6296**
- Suivant le sens y-y : (Mode 8) : **95.1318**

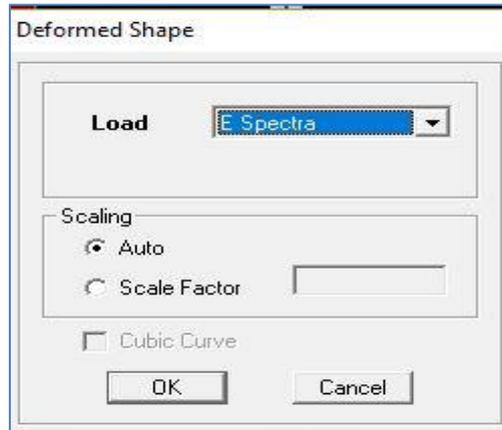
➤ Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après : sens x-x-

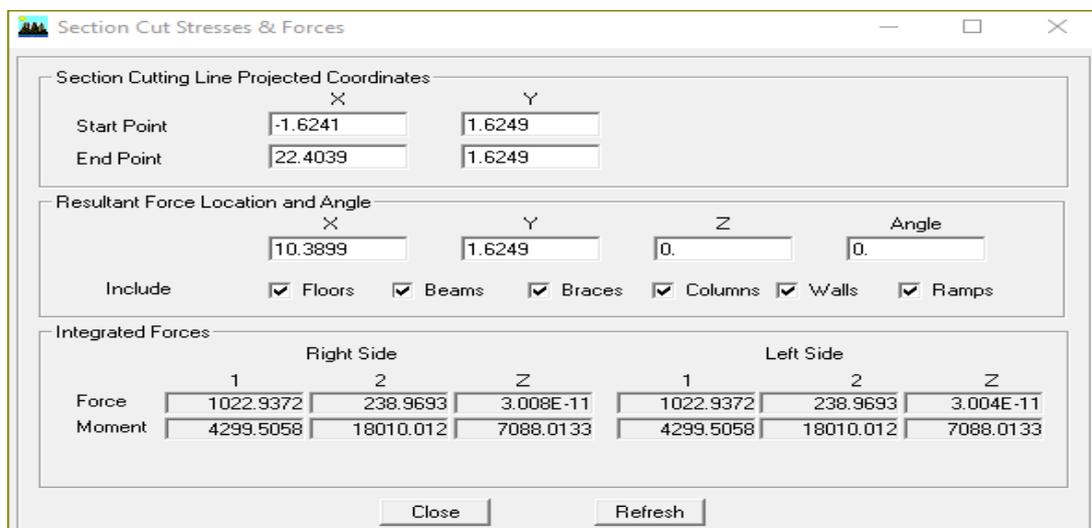
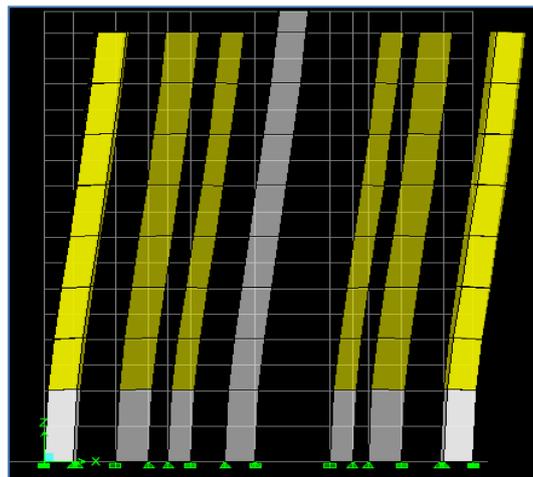
- View→set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour aperture



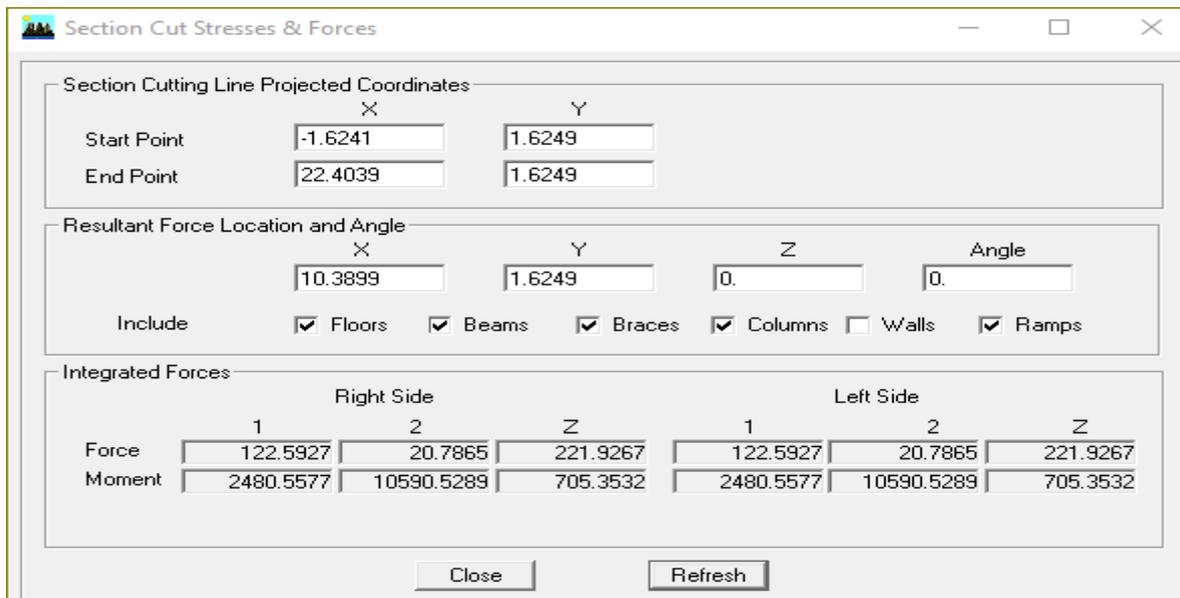
Ensuite → display → Show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite draw → draw section cut → on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée Just à coté.



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **wall** et on clique sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 dans le tableau suivant :



■ **Sens x-x :**

On a 1022.9372 → 100%

122.5927 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques

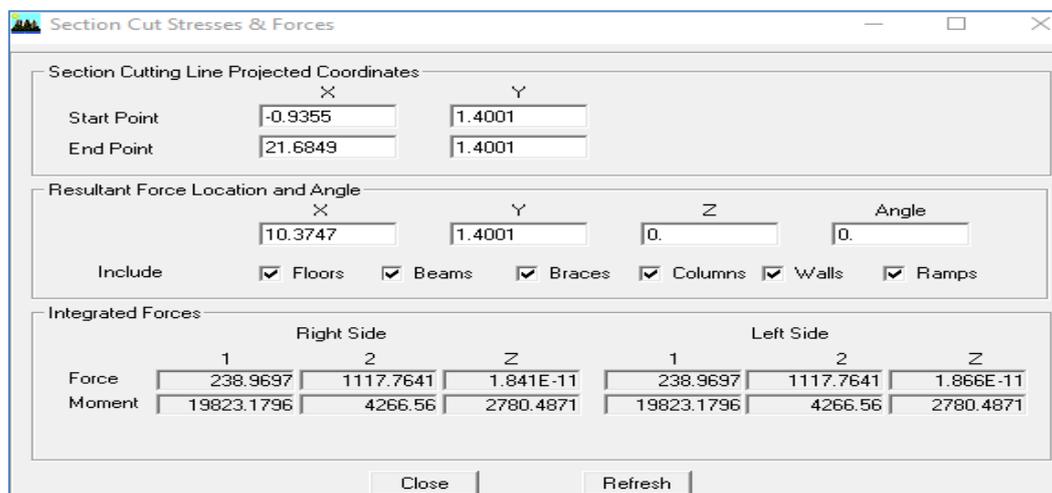
$$X = \frac{122.5927 \times 100}{1022.9372} = \mathbf{11.98\%}$$

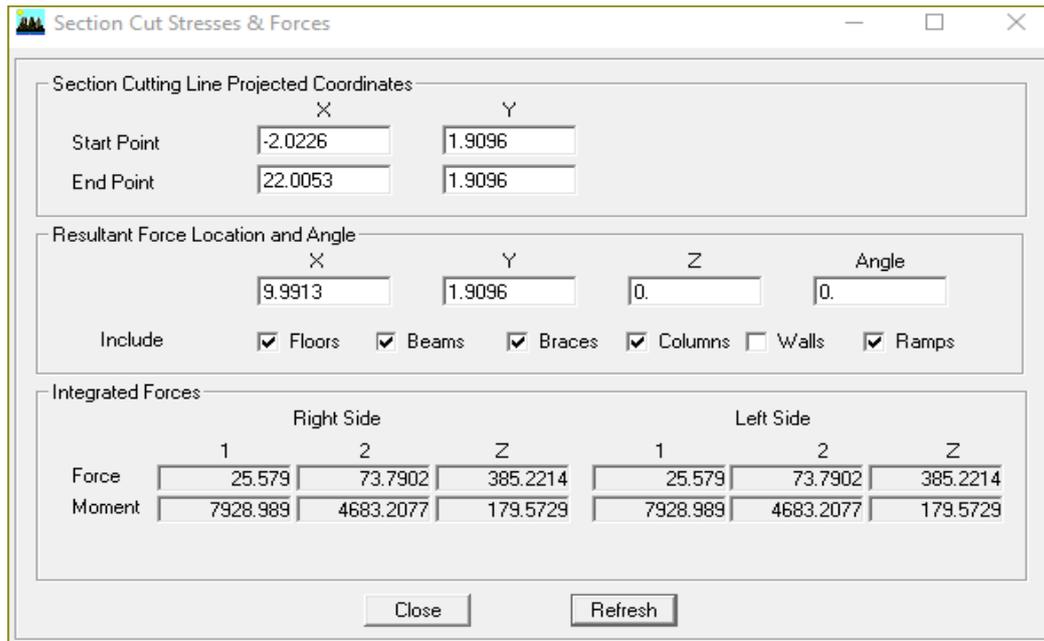
Donc : Effort repris par les voiles = **88.02%**

Effort repris par les portiques = **11.98%**

■ **Sens y-y :**

De l'Etabs on obtient les deux tableaux suivant :





On a 238.9697 → 100%

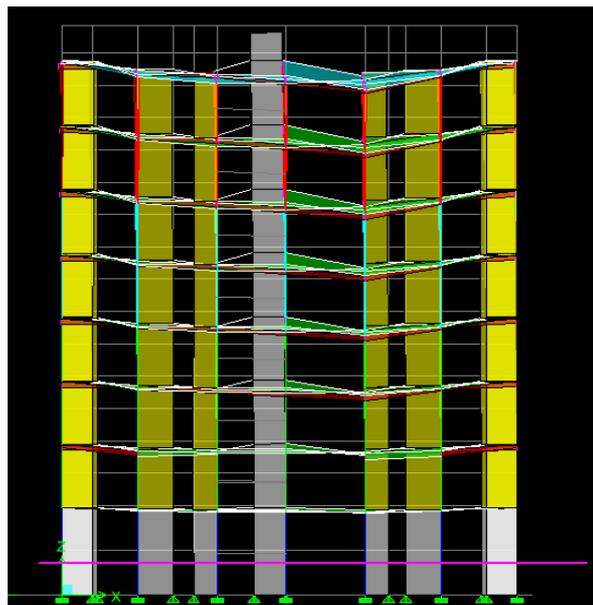
25.579 → X

X : Etant le % des efforts repris par les portiques

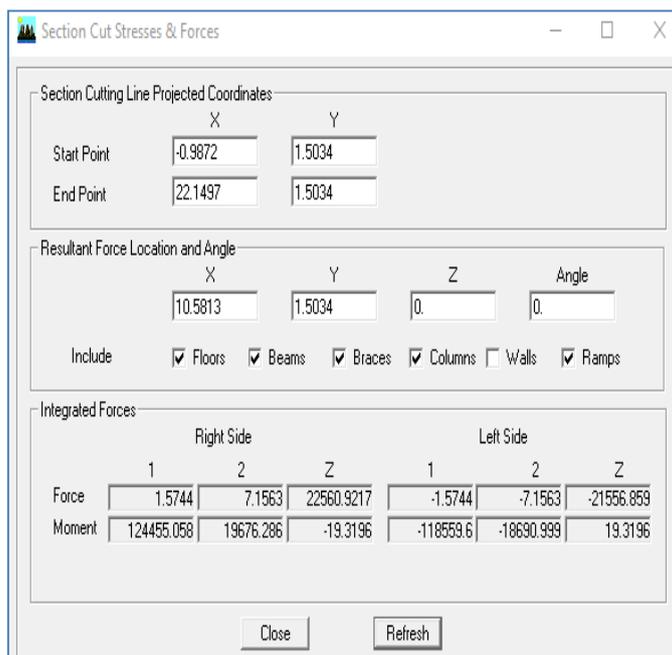
$$X = \frac{25.579 \times 100}{238.9697} = 10.70\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 89.3%

Effort repris par les portiques = 10.70%



Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘‘ELU’’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).



On a : Les portiques reprennent **61.62%** des forces verticales.

Les voiles reprennent **38.38%** des forces verticales

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles	2

Remarque : d’après les résultats obtenus ; la structure est contreventée par voiles, le coefficient de comportement **R=3.5**.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :
- Groupe d'usage : 2 d'après le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003
- Zone sismique : IIa
- détermination du poids de la structure W :

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^8 W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

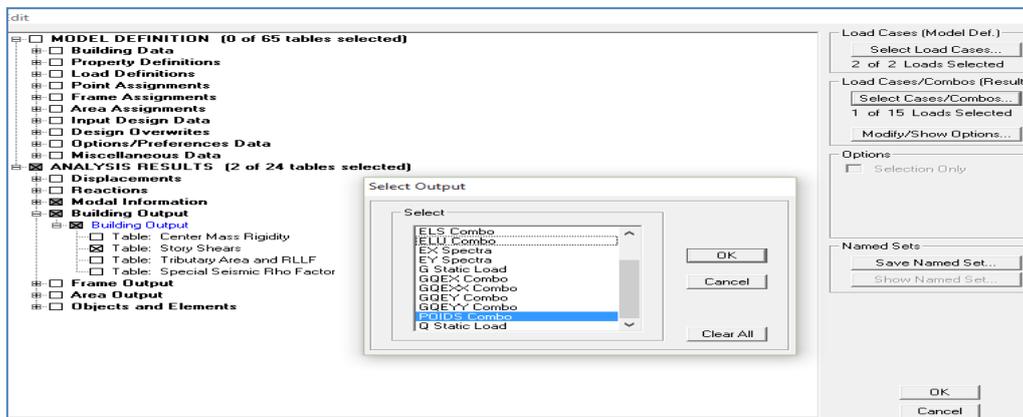
W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 0,20$.

W est tiré d'Etabs de cette façon :

Display → **show tables** → on sélectionne combinaison poids → **building out put** → **story shear** → **poids s-sol bottom**



Un tableau s'affichera :

Tableau V.2 Le poids de la structure

Story	Load	Loc	P	MX	MY
SALLE MACHINE	POIDS	Top	6,93	97,745	-60,830
SALLE MACHINE	POIDS	Bottom	39,03	557,396	-342,453
ET7	POIDS	Top	2328,51	17341,491	-22475,071
ET7	POIDS	Bottom	3068,52	23333,005	-29509,846
ET6	POIDS	Top	5291,16	39625,401	-51012,657
ET6	POIDS	Bottom	6031,17	45616,914	-58047,432
ET5	POIDS	Top	8253,82	61909,310	-79550,243
ET5	POIDS	Bottom	9074,15	68493,220	-87356,138
ET4	POIDS	Top	11296,80	84785,617	-108858,949
ET4	POIDS	Bottom	12117,13	91369,527	-116664,844
ET3	POIDS	Top	14230,34	106854,803	-137117,031
ET3	POIDS	Bottom	15141,71	114110,096	-145796,863
ET2	POIDS	Top	17364,35	130402,492	-167299,673
ET2	POIDS	Bottom	18275,72	137657,786	-175979,505
ET1	POIDS	Top	20302,98	152432,931	-195551,714
ET1	POIDS	Bottom	21220,15	159721,865	-204277,946
RDC	POIDS	Top	23005,34	172895,710	-221748,539
RDC	POIDS	Bottom	24553,58	185042,892	-236510,513

Donc le poids de la structure est : $W = 24553.58 \text{ KN}$

➤ **Q : Calcul du facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Le tableau V.3 ci-dessous donne les valeurs des pénalités p_q

Suivant x-x

Critère q	Observation	p_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Suivant y-y

Critère q	Observation	p_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

$$\text{Sens x-x : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

$$\text{Sens y-y : } Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.15}{3.5} \times 24553.58 = 1839.4 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.15}{3.5} \times 24553.58 = 1839.4 \text{ KN}$$

$$V_x = 1805.96 \text{ KN} > 0.8 \times 1839.4 = 1471.53 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_y = 1805.96 \text{ KN} > 0.8 \times 1839.4 = 1471.53 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'excentricité

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs d'excentricité (accidentelle et théorique).

■ Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

Tableau V. 4 Centre de torsion et centre de masse de la structure

Story	Diaphragme	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	D1	288,9994	288,9994	9,685	7,598	9,533	8,327
ET1	D2	285,2749	285,2749	9,613	7,503	9,569	8,4
ET2	D3	304,831	304,831	9,632	7,523	9,579	8,304
ET3	D4	289,0297	289,0297	9,633	7,531	9,586	8,179
ET4	D5	296,0427	296,0427	9,633	7,527	9,593	8,065
ET5	D6	291,9473	291,9473	9,633	7,529	9,599	7,963
ET6	D7	288,3466	288,3466	9,634	7,531	9,604	7,881
ET7	D8	265,5226	265,5226	9,64	7,517	9,608	7,825
SM	D9	2,3432	2,3432	8,775	14,255	8,959	13,818

a) Excentricité accidentelle

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

D'après le RPA 99 version 2003 ; Art 4.2.7 :

« Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré ». Cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion. Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05 L \max$

L'article 4.3.7 du RPA 99 version 2003 stipule que dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

- Suivant le sens x-x (**ex**) on vérifie que : $e_x = |CM - CR| \leq 5\% L_{\max}$
- Suivant y-y (**ey**) on vérifie que : $e_y = |CM - CR| \leq 5\% L_{\max}$

b) Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de la structure et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

- $e_x = |XCM - XCR|$
- $e_y = |YCM - YCR|$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Vérification des déplacements relatifs

Story	XCM	XCR	ex	5% Lx	YCM	YCR	ey	5% Ly	Observation
RDC	9,685	9,533	0.152	0.975	7,598	8,327	0.729	0.755	Condition vérifié
ET1	9,613	9,569	0.044	0.975	7,503	8,4	0.737	0.755	Condition vérifié
ET2	9,632	9,579	0.053	0.975	7,523	8,304	0.683	0.755	Condition vérifié
ET3	9,633	9,586	0.047	0.975	7,531	8,179	0.648	0.755	Condition vérifié
ET4	9,633	9,593	0.04	0.975	7,527	8,065	0.538	0.755	Condition vérifié
ET5	9,633	9,599	0.034	0.975	7,529	7,963	0.434	0.755	Condition vérifié
ET6	9,634	9,604	0.03	0.975	7,531	7,881	0.35	0.755	Condition vérifié
ET7	9,64	9,608	0.032	0.975	7,517	7,825	0.308	0.755	Condition vérifié
Salle machine	8,775	8,959	-0.184	0.975	14,255	13,818	0.437	0.755	Condition vérifié

D'après le RPA 99 version 2003 ; article 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 du RPA 99 version 2003})$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le **déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

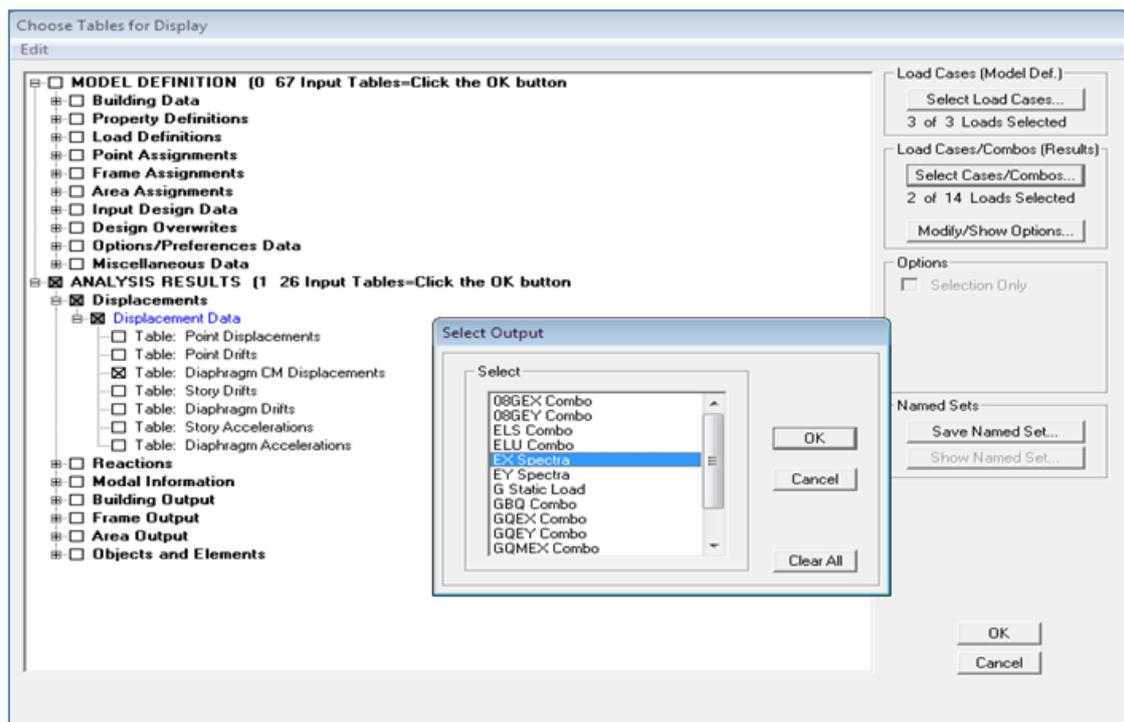
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 du RPA 99 version 2003}).$$

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 CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → cliquer sur **OK**, puis encore : **OK**



Les mêmes étapes pour le sens transversal, sauf que au lieu de sélectionner la combinaison EX on doit sélectionner EY

	Story	Diaphragm	Load	UY
▶	SALLE MACHINE	D9	EY	0,0094
	ET7	D8	EY	0,0088
	ET6	D7	EY	0,0076
	ET5	D6	EY	0,0063
	ET4	D5	EY	0,0050
	ET3	D4	EY	0,0037
	ET2	D3	EY	0,0024
	ET1	D2	EY	0,0013
	RDC	D1	EY	0,0005

	Story	Diaphragm	Load	UX
▶	SALLE	D9	EX	0,0120
	ET7	D8	EX	0,0112
	ET6	D7	EX	0,0100
	ET5	D6	EX	0,0086
	ET4	D5	EX	0,0070
	ET3	D4	EX	0,0053
	ET2	D3	EX	0,0037
	ET1	D2	EX	0,0021
	RDC	D1	EX	0,0008

Figure V.1 Déplacement maximal selon x-x et y-y.

Tableau V.6 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Story	Diaphragm	UX	Δ_x	UY	Δ_y	1% h(cm)	Condition
SALLE Machine	D9	0.0120	0.0008	0.0094	0.0006	0.013	CV
ETAGE7	D8	0.0112	0.0012	0.0088	0.0012	0.0306	CV
ETAGE6	D7	0.0100	0.0014	0.0076	0.0013	0.0306	CV
ETAGE5	D6	0.0086	0.0016	0.0063	0.0013	0.0306	CV
ETAGE4	D5	0.0070	0.0017	0.0050	0.0013	0.0306	CV
ETAGE3	D4	0.0053	0.0016	0.0037	0.0013	0.0306	CV
ETAGE2	D3	0.0037	0.0016	0.0024	0.0011	0.0306	CV
ETAGE1	D2	0.0021	0.0013	0.0013	0.0008	0.0306	CV
RDC	D1	0.0008	0.0008	0.0005	0.0005	0.0425	CV

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

➤ Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

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.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

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 d'étage «k».

- Si $\Theta_K \leq 0.1$ → L'effet P-Delta peut être négligé
- Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$ → Amplifier les effets de l'action sismique par $1/(1 - \Theta_K)$
- Si $\Theta_K \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Récapitulatif de l'effet P- Δ

Story	h	δ_{ex}	δ_{ey}	Δ_x	Δ_y	P	VX	VY	θ_x	θ_y	Conclusions
SM	1.3	0.0120	0.0094	0.0008	0.0006	39,03	2.69	3.06	0,0089288	0,00588688	C.V.
ET7	3.06	0.0112	0.0088	0.0012	0.0012	3068,52	266.21	299.99	0,00452027	0,00401127	C.V.
ET6	3.06	0.0100	0.0076	0.0014	0.0013	6031,17	449.52	504.34	0,00613846	0,00508043	C.V.
ET5	3.06	0.0086	0.0063	0.0016	0.0013	9074,15	601.68	669.52	0,00788568	0,0057579	C.V.
ET4	3.06	0.0070	0.0050	0.0017	0.0013	12117,13	730.16	808.23	0,00921954	0,00636923	C.V.
ET3	3.06	0.0053	0.0037	0.0016	0.0013	15141,71	832.23	916.79	0,00951328	0,0070166	C.V.
ET2	3.06	0.0037	0.0024	0.0016	0.0011	18275,72	918.63	1003.39	0,01040237	0,00654751	C.V.
ET1	3.06	0.0021	0.0013	0.0013	0.0008	21220,15	979.13	1069.37	0,00920725	0,00518787	C.V.
RDC	4.25	0.0008	0.0005	0.0008	0.0005	24553,58	1022.94	117.76	0,0045182	0,02453003	C.V.

Conclusion

Dans les deux sens on constate que l'effet: P-Delta est inférieur à 0,1 donc il peut être négligé.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

On doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec N_d Effort normal sismique;

B Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

▪ **Pour les poteaux de (50×50)**

$$N_d = 1207.65 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1207.65 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.19 \leq 0.3 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

1) Les poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$.

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21,74	400	400

Tableau VI.1 Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

1-1) Les recommandations pour le ferrailage

- **Recommandations du RPA** : (zone IIa)
- **Armatures longitudinales** : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Le diamètre minimal est de **12 mm**, La longueur minimale de recouvrement est de (zone

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés

- **Pourcentage total minimum**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %**

- **Poteau (50×50)** : $A_{min}=0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$
- **Poteau (45×45)** : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- **Poteau (40 × 40)** : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- **Poteau (35 × 35)** : $A_{min}=0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

- **Zone courante sera de 4% x b x h**

- Poteau (50 × 50) : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40× 40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- **Zone de recouvrement sera de 6% x b x h**

- Poteau (50×50) : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35 × 35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

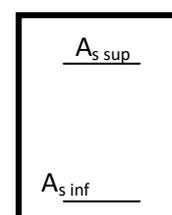
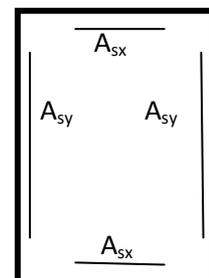
- **Conventions :**

- **Efforts normaux** : $N > 0$: compression

$N < 0$: traction

- **Ferrailage** : A_{sx} : armatures dans le sens xx.

A_{sy} : armatures suivant le sens yy.



1-2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

a) **Section partiellement comprimée** : $e = \frac{Mu}{Nu} > (\frac{h}{2} - C)$ alors la section est partiellement comprimée.

Si $e = \frac{Mu}{Nu} < (\frac{h}{2} - C)$

il faut vérifier en plus l'inégalité suivante : $(d-c)N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f$ (A)

avec : $M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - C) \rightarrow$ moment fictif

si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fera comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

- Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)
- Si $\mu_b > \mu_1$ section est doublement armée (SDA)

Donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$\mu_1 = 0.392$

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

La section réelle est donnée par $A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée.

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$; $A'_1 = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, il ya deux cas possible de ferrailage après vérification de la condition suivante :

$N_u(d-c) - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$ (B)

-si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$A'_s = \frac{M_f - (d-0.5h)bh.f_{bu}}{(d-c')\sigma_s}$; $A_s = \frac{Nu - bh.f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$

-si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimées.

$A'_s = \frac{Nu - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s}$

$A_s = 0$

Avec : $\Psi = \frac{0.375 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0.875 - \frac{c'}{h}}$

- **Exemple de calcul :**

Pour les poteaux (50x50) : $N_u = 559.63\text{kN}$; $M_u = 3.028\text{kN.m}$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{3.028}{559.63} = 0.54 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c \right) = \left(\frac{50}{2} - 3 \right) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad ?$$

On a :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 3.028 + 559.63 \left(\frac{0.50}{2} - 0.03 \right) = 126.15 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 559.63(0.47 - 0.03) - 126.15 = \mathbf{120.09} > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} =$$

111.2 KN.m

Calcul de:

$$\left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left(0.5 - \frac{0.03}{0.50} \right) 0.50^2 \times 0.50 \times 14.2 = 53.25 \text{ KN.m}$$

Donc on a:

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

$$A'_s = \frac{126.15 - (0.47 - 0.5 \times 0.5) 0.5 \times 0.5 \times 14.2}{(0.47 - 0.03) 348} = 6.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{559.63 \times 10^3 - 0.5 \times 0.5 \times 14.2}{348} - 6.18 = 7.01 \text{ cm}^2$$

c) -Exemple de calcul avec Socotec:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

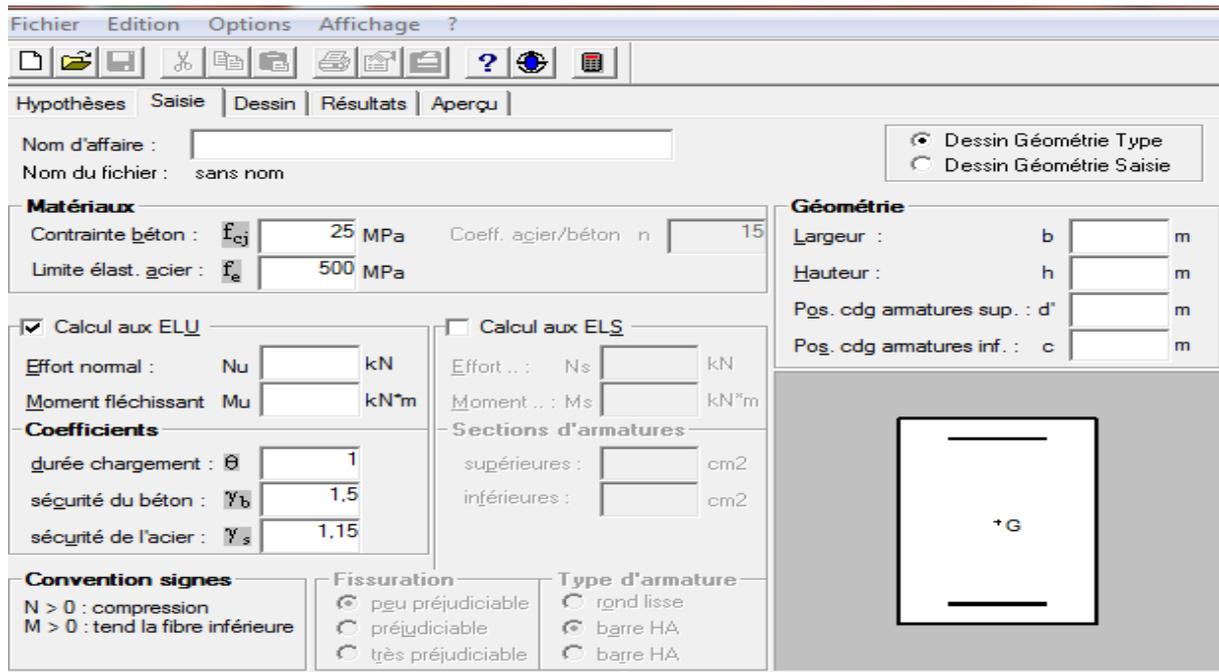


Figure. VI-1- caractéristiques et sollicitation de la section

Après on Cliquons sur l'icône **Résultats** pour extrait nos résultats

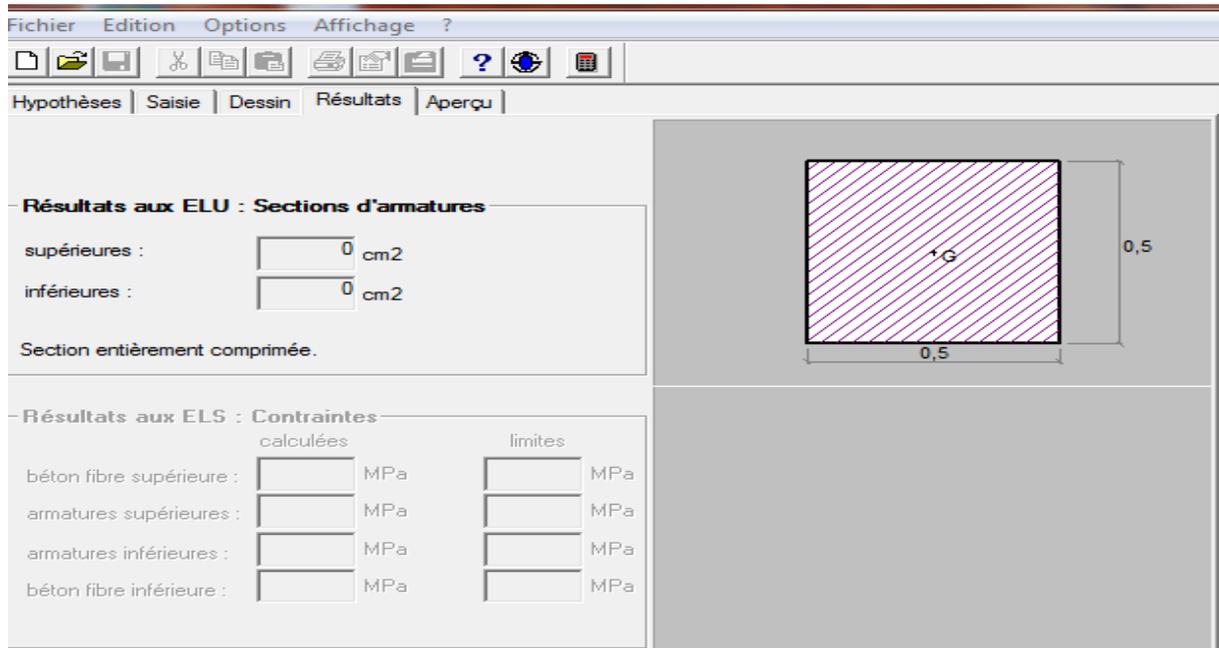


Figure VI -2- Résultat de calcul de la section d'armature

d) Conclusion

Après consultation de logiciel SOCOTEC, on a trouvé les résultats si après :

SEC	N(KN)	M(KN.m)	e(cm)	$\frac{h}{2} - c$	obs	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$ (RPA)	A_{adopt}	Choix des barres
50x50 (P4E)	$N_{max}=559.63$	$M_{cor}=3.028$	0.54	22	SEC	6.82	7.17	20	24.89	4HA20 8HA14
	0.8GEY									
	$N_{min}=-1423.59$	$M_{cor}=-16.861$	1.18	22	SEC	0	0			
	ELU									
	M(KN.m)	N(KN)								
	$M2_{max}=32.556$	$N_{cor}=-904.57$	3.59	22	SEC	0	0			
ELU										
45x45	$N_{max}=349.03$	$M_{cor}=2.195$	0.62	19.5	SEC	4.22	4.5	16.2	20.36	4HA16 8HA14
	0.8GEY									
	$N_{min}=-1274.82$	$M_{cor}=-33.708$	2.64	19.5	SEC	0	0			
	ELU									
	M(KN.m)	N(KN)								
	$M2_{max}=-51.263$	$N_{cor}=-425.24$	12.1	19.5	SEC	0	0			
0.8GEY										
40x40	$N_{max}=25.04$	$M_{cor}=2.195$	8.76	17	SEC	0.15	0.47			
	0.8GEY									
	$N_{min}=-746.29$	$M_{cor}=-2.956$	0.39	17	SEC	0	0			
	ELU									

	M(KN.m)	N(KN)								
	M _{max} =-45.058	N _{cor} =-243.33	18.5	17	SPC	0	0	12.8	14.2	4HA16
	0.8GEY									4HA14
35x35	N _{max} =19.83	M _{cor} =1.076	5.42	14.5	SEC	0.16	0.34	9.8	10.68	4HA14
	0.8GEY									
	N _{min} =-367.75	M _{cor} =-2.871	0.78	14.5	SEC	0	0			
	ELU									
	M(KN.m)	N(KN)								
	M _{max} =38.712	N _{cor} =-77.22	50.1	14.5	SPC	0	2.11			
0.8GEY										

Tableau VI.2 : section de l'armature

1-3) Vérification a l'ELU**1- Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

2- Diamètre des armatures transversales

- Selon l'Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99.

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l = Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 8.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

Avec :

Tu: Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S t : Espacement des armatures transversales.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à :

$\rho_1 = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_1 = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$

L'élançement géométrique (λ_g) est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$; dans notre cas : a = b

Avec :

Tel que : $L_f = 0.707l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau, Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 425 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{ cm pour le SS et les étages courantes} \end{array} \right.$$
3- calcul des espacements des armatures transversales :

- Selon l'Art 7.4.2.2 /RPA99 version 2003

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone nodale :**

$St \leq \min \{ 10 \phi_l^{min}; 15 \text{ cm} \}$ en zone IIa.

$St \leq \min \{ 10(1,2); 15 \text{ cm} \} = 12 \text{ cm}.$

- **En zone courante :**

$St \leq 15 \phi_l^{min} = 18 \text{ cm}.$

Conclusion : On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t \leq 15 \phi^{min} = 15 \text{ cm}$.

4-Calcul d'Élancement géométrique du poteau λ_g : ((l'art B.8.4.1 / BAEL91-):

$$\lambda_g = \frac{0.707 l_0}{a}$$

On a:

$S_t = 10 \text{ cm}$ (en zone nodale)

$S_t = 15 \text{ cm}$ (en zone courante)

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-après :

Zone	Tu (KN)	l ₀ (cm)	L _r (cm)	a (cm ²)	λ_g	ρ_a	A _t (cm ²)		A _{ad} (cm ²)
							S _t = 10(cm)	S _t = 15(cm)	
I (50× 50)	13.5	425	300.48	50	6.01	2.50	0.16	0.25	4HA8= 2.01
II (45× 45)	34.56	306	216.34	45	4.81	3.75	0.70	1.08	4HA8= 2.01
III (40× 40)	30.74	306	216.34	40	5.41	2.5	0.48	0.72	4HA8= 2.01
IV (35× 35)	27.96	306	216.34	35	6.18	2.5	0.50	0.75	4HA8= 2.01

Tableau VI.3 : Sections des armatures transversales

- Longueur de recouvrement

- La longueur minimale du recouvrement est de 40ϕ

En zone IIa.

- ❖ $\phi 20 \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$. Soit $L_r = 90 \text{ cm}$.
- ❖ $\phi 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$. Soit $L_r = 70 \text{ cm}$
- ❖ $\phi 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$. Soit $L_r = 60 \text{ cm}$.
- ❖ $\phi 12 \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$. Soit $L_r = 50 \text{ cm}$.

Au niveau des poutres :

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

$h' = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du RDC

$h' = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux pour les étages courants.

- Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70.55 \text{ cm}$$

5- Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ;

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	V _u (kN)	b (cm)	d (cm)	λ _g	ρ _d	τ _b (MPa)	τ _{b adm} (MPa)	Vérification
I (50×50)	13.5	50	47	6.01	0.075	0.06	1.875	CV
II (45×45)	34.56	45	42	4.81	0.04	0.18	1	CV
III (40×40)	30.74	40	37	5.41	0.075	0.21	1.875	CV
IV (35×35)	27.96	35	32	6.18	0.075	0.25	1.875	CV

Tableau VI.4. : Vérification au cisaillement

6- Vérifications à l'ELS

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd.$$

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 $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ section entièrement comprimée

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée.

7- Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a 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 : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90.A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

8- Vérification d'une section entièrement comprimée

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les résultats des vérifications avec le logiciel SOCOTEC sont résumés dans le tableau suivant

NIV	Section (cm ²)	Nsmax(K N)	Mscor(KN.m)	e(cm)	$\left(\frac{H}{6}\right)$ (cm)	Obs	σ_{bs}	σ_{bi}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	σ_{SS}	σ_{SI}	$\bar{\sigma}_s$	OBS
Zone I	50x50	-52.69	0.363	0.69	8.33	SEC	0.2	0.18	15	CV	3.02	2.66	348	CV
		-462.87	-13.204	2.85		SEC	1.16	2.17		CV	18.3	31.6		
		Ncorr	Mmax											
		-281.5	24.475	8.69		SPC	1.94	0.08		CV	27.5	2.89		
Zone II	45x45	-24.12	0.682	2.83	7.5	SEC	0.14	0.07	15	CV	2.09	1.14	348	CV
		-388.01	-24.018	6.19		SEC	0.46	3.01		CV	9.39	42.6		
		Ncorr	Mmax											
		-388.01	-24.018	6.19		SEC	0.46	3.01		CV	9.39	42.6		
Zone III	40x40	-12.58	0.283	2.25	6.67	SEC	0.09	0.05	15	CV	1.34	0.79	348	CV
		-233.29	1.623	0.69		SEC	1.44	1.2		CV	21.4	18.2		
		Ncorr	Mmax											
		-88.82	7.754	8.73		SPC	1.1	0		CV	15.2	-0.22		
Zone IV	35x35	-2.3	-0.036	1.56	5.83	SEC	0.01	0.02	15	CV	0.2	0.31	348	CV
		-112.89	1.168	1.03		SEC	0.97	0.7		CV	14.2	10.9		
		Ncorr	Mmax											
		-28.07	8.669	30.8		SPC	1.72	0		CV	19.5	-41.1		

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.

Remarque :

Des résultats on constate que les contraintes développées dans le béton et les aciers sont loin des contraintes admissibles, un redimensionnement des sections de béton s'impose avec un nouveau calcul de ferrailage.

Zones	Section (cm ²)	Armatures longitudinales
Zone I	50× 50	4HA20 8HA14
Zone II	45×45	4HA16 8HA14
Zone III	40×40	4HA16 4HA14
Zone IV	35×35	4HA14 4HA12

Tableau VI.6 : Ferrailage des poteaux

VII. Ferrailage des poutres :

VII. 1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales :

$$\text{À L'ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{À L'ELS : } G + Q$$

Combinaisons accidentelles :

Selon RPA99 révisé 2003 : $G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

- La combinaison (1.35G + 1.5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M est positif de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

VII.2.Recommandation du RPA99 version 2003 :

VII. 2.1. Armatures longitudinales : (Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003)

• Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % de la section du béton :

✓ Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2$

✓ Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

■ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ **En zone courante : 4 % (b,h)**

Poutres principales : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

✓ **En zone de recouvrement : 6 % (b,h)**

Poutre principale : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

• La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II_a)

• L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VII.2.2 Armatures transversales : (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)

■ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003S_t \times b$

■ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : 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.

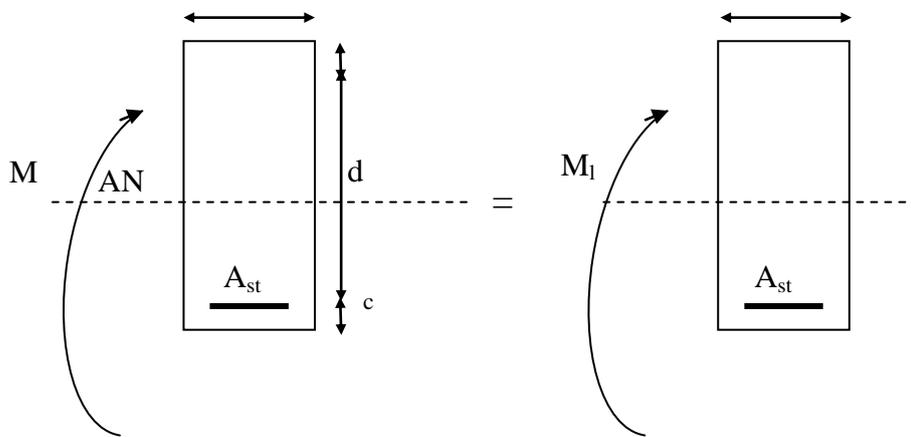


Figure VII.1 : Schéma statique des poutres

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \text{ tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

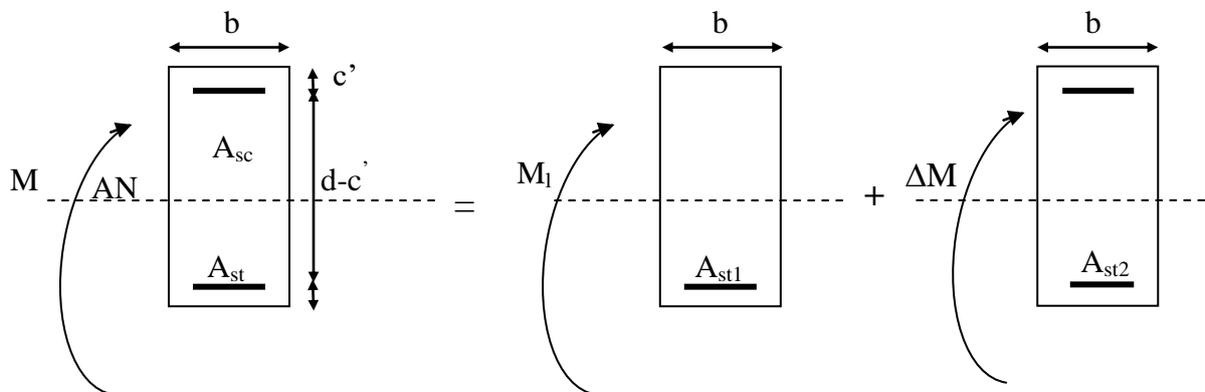


Figure VII.2: Schéma statique des poutres

Avec : M_U : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

- Finalement :

$$\left\{ \begin{aligned} A_s &= A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_{sc} &= \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{aligned} \right.$$

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres sont résumés dans les tableaux suivants: **Tableau VII.1: Ferraillage des poutres Principales à l'ELU**

Zone		M(KN/m)	A_{st}	$A_{min}(RPA)$	ferraillage	$A_{adopté}$
I	Travée	39.439	3.8	4.35	4HA14	6.15
	appuis	-51.638	5.0	4.35	4HA14	6.15
II	Travée	32.257	3.0	4.35	4HA14	6.15
	Appuis	-43.082	4.1	4.35	4HA14	6.15
III	Travée	28.713	2.7	4.35	4HA14	6.15
	appuis	-47.167	4.6	4.35	4HA14	6.15
IV	Travée	29.872	2.8	4.35	4HA14	6.15
	appuis	-49.824	4.8	4.35	4HA14	6.15

Tableau VII.2: Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU

Zone		M(KN/m)	A_{st}	$A_{min}(RPA)$	ferrailage	As adopté
I	Travée(ELU)	18.133	1.6	3.75	4HA12	4.52
	appuis	-19.991	1.8	3.75	4HA12	4.52
II	Travée(ELU)	20.557	1.8	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-31.469	2.9	3.75	4HA12	4.52
III	Travée(ELU)	25.167	2.3	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-40.627	3.8	3.75	4HA12	4.52
IV	Travée(ELU)	27.815	2.5	3.75	4HA12	4.52
	appuis	-43.963	4.4	3.75	4HA12	4.52

VII.4 Vérifications à (ELU) :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

Vérification de la condition de non fragilité : (Article A.4.2-1 du BAEL 91)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• Poutres principales (25×35) :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Poutres secondaires de (25×30)

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

a) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Article A.5.1-1 du BAEL 91) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette Justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{89.52 \times 10^3}{250 \times 320} = 1.1 \text{ MPA}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{53.48 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.79 \text{ MPA}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

- **Poutres principales** : $\tau_u = 1.1 MPa < 3.33 MPa$ condition vérifiée.
- **Poutres secondaires** : $\tau_u = 0.79 MPa < 3.33 MPa$ condition vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Poutres principales :

$$89.52 - \frac{51.638}{0.9 \times 0.320} = -89.78 < 0 \dots \dots \dots CV$$

Poutres secondaires :

$$53.48 - \frac{19.991}{0.9 \times 0.270} = -28.78 < 0 \dots \dots \dots CV$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 2.5 \times 32 \times 25}{1.5} = 480KN$$

- **Poutres principales** :

$$T_u = 89.52KN < \bar{T}_u = 480KN$$

- **Poutres secondaires** :

$$T_u = 53.48 KN < \bar{T}_u = 480KN$$

Conclusion : La condition est vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15Mpa.$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

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

Poutres principales :

$$\sum U_i = (4 \times 1.2 + 4 \times 1.2) \times 3.14 = 30.144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{89.52 \times 10}{0.9 \times 32 \times 30.144} = 1.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = (3 \times 1.0 + 3 \times 1.4) \times 3.14 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{53.48 \times 10}{0.9 \times 27 \times 22.608} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- La contrainte d'adhérence est vérifiée.

e) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- Pour :
$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les règles de l'Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à « 0.4 l_s » pour les aciers H.A.

- Pour Ø 14 : L_a = 0.4 × 49.38 = 19.75 cm → L_a = 20 cm

- Pour Ø 12 : L_a = 0.4 × 42.33 = 16.93 cm → L_a = 20 cm

- Pour Ø 10 : L_a = 0.4 × 26.07 = 10.43 cm → L_a = 15 cm

f) Le diamètre des armatures transversales est :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

• Poutres principales : $\Phi_t \leq \min (1 ; 1.6 ; 1.4 ; 1.2 ; 2.5) = 1 \text{ cm}$

• Poutres secondaires : $\Phi_t \leq \min (0.86 ; 1.4 ; 1.2 ; 2.5) = 0.86 \text{ cm}$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On opte pour un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01\text{cm}^2$.

g) Calcul des espacements :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm} \right\}$$

- Poutres principales = $\min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 12 \times 1.2; 30 \right\} \quad S_t = 8\text{cm}$

- Poutres secondaires = $\min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 1.2 \times 12; 30 \right\} \quad S_t = 8\text{cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales de (25 × 35) $S_t = 17.5\text{cm} \quad S_t = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires (25 × 30) $S_t = 15\text{cm} \quad S_t = 15\text{cm}$

h) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_t = 1.50\text{cm}^2 \text{ poutres principales} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$A_{\min} = 1.125\text{cm}^2 < A_t = 1.50\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires} \dots\dots\dots\text{CV}$$

VII.5: Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

- État limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- État limite de résistance du béton à la compression.

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres principales

Zone		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	d(cm)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
I	Travée	29.37	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	168	6.72	15	348	CV
	Appui	-37.962	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	217.06	8.6			
II	Travée	8.484	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	48.75	1.95			
	Appui	-13.038	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	74.55	2.98			
III	Travée	8.561	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	48.95	1.95			
	Appui	-14.311	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	81.83	3.27			
IV	Travée	8.759	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	50.08	2.04			
	Appui	-14.778	6.15	0.750	0.875	25.00	32.5	84.5	3.38			

Tableau VII.4: Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres secondaires

Zone		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	d(cm)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
I	Travée	3.556	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	32.47	1.20	15	348	CV
	Appui	-6.228	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	56.87	2.11			
II	Travée	6.805	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	62.14	2.3			
	Appui	-9.91	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	90.5	3.15			
III	Travée	7.809	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	71.31	2.64			
	Appui	-12.311	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	112.42	4.16			
IV	Travée	8.4	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	76.71	2.84			
	Appui	-13.003	4.52	0.661	0.881	27.02	27.5	118.74	4.39			

Remarque :

Des résultats on constate que les contraintes développées dans le béton et les aciers sont loin des contraintes admissibles, un redimensionnement des sections de béton s'impose avec un nouveau calcul de ferrailage.

VII.6. ELS vis-à-vis des déformations :

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

On prend le cas le plus défavorable pour le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

- **Sens des poutres principale**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9\text{cm}$

- **Sens des poutres secondaire**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0.67\text{cm}$.

L : La portée mesurée entre nus d'appuis

- **La plus grande flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

- **Poutres principales :** $f = 0.091\text{cm} < f = 0.99\text{cm}$

- **Poutres secondaire :** $f = 0.076\text{cm} < f = 0.67\text{ cm}$

VIII. ferrailage des voiles

VIII.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement réalisés en béton armé pour assurés deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encastree à la base sollicité en flexion composée, son ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations :

- verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).
- horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I:**RDC
- **Zone II:**1^{eme} +2^{eme} +3^{eme} étage
- **Zone III:** 4^{eme} +5^{eme} + étage
- **Zone IV:** 6^{eme} +7^{eme} étage

VIII.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 : RPA.99/modifié 2003 :

ELU : 1.35 G +1.5Q 0,8G±E

ELS : G + Q G+Q±E

VIII.3 Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$
 L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

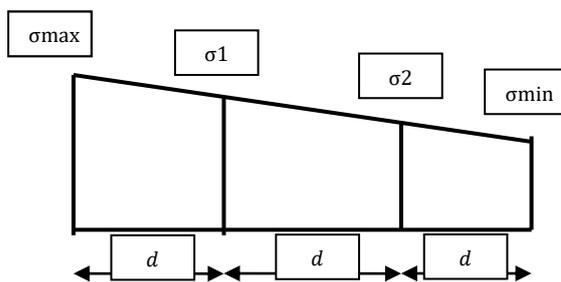


Figure VIII.1 : Section extérieurement comprimé

- **Section partiellement comprimée: (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

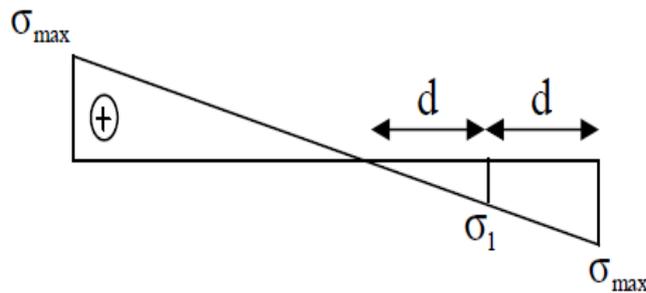


Figure VIII.2 : Section partiellement comprimé

- **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

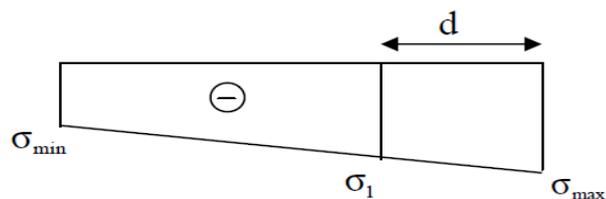


Figure VIII.3 : Section entièrement tendue.

- a) **Armatures verticales :**
- **Section entièrement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s10}}$$

B : section du voile.

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$\left. \begin{array}{l} - A_{\min} \geq 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \\ - 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \end{array} \right\} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right\}$$

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq 0.15\% B$$

Globalement dans la section du voile.

$$A_h \geq 0.15\% B$$

en zone courante.

B : Section du béton

A_v: Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent 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 (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times T}{f_e}; \text{ Avec: } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la

section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Espacement:**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}.$$

Avec :

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts es possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

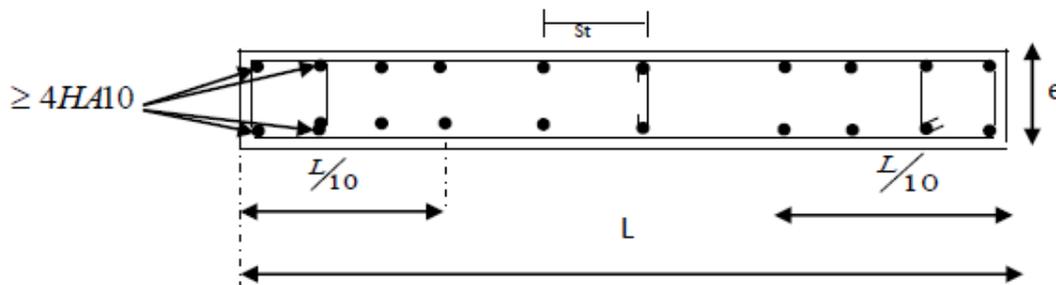


Figure VIII.4: Disposition des armatures verticales.

VIII.4.Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b_0 d} \leq \bar{\sigma}_b ; \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b ; \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} ; V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$$

Avec :

b₀ : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91:

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

τ_u: Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL1** de la zone I :

❖ **Caractéristiques géométrique :**

$$L = 1.3 \text{ m}, e = 0.25\text{m}, B = 0.325\text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 2419.01 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -4188.18 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de Lc:

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{2419.01}{2419.01 + 4188.18} \cdot 1.3 = 0.48\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.3 - 0.48 = 0.82\text{m.}$$

$$\text{Soit } d = \frac{L_t}{2} = \frac{0.82}{2} = 0.41\text{m}$$

- **Longueur d'extrémité.**

$$\frac{L}{10} = \frac{1.3}{10} = 0.13\text{m} = 13\text{cm}$$

❖ **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = (0.82 - 0.41) \frac{4188.18}{0.82} = 2094.09 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e = \frac{4188.18 + 2094.09}{2} \times 0.41 \times 0.25 = 321.97 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \cdot e = \frac{2094.09}{2} \times 0.41 \times 0.25 = 107.32 \text{ KN.}$$

- **Calcul des armatures :**

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{321.97}{348} \times 10 = 9.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{107.32}{348} \times 10 = 3.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\%B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 41 \times 25 = 1025 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\%B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right) = \max(2.05 ; 5.38) = 5.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 V_u \times 10}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 312.89 \times 10}{f_e} = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{f_e} = 9.25 + \frac{12.05}{4} = 12.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{f_e} = 3.08 + \frac{12.05}{4} = 6.09 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

1ere bande : $2 \times 6\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2/\text{d}1$ soit : $\frac{6\text{HA}12}{\text{nappe}}$ avec espacement de **16cm.**

2ième bande : $2 \times 3\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2/\text{d}2$ soit : $\frac{3\text{HA}12}{\text{nappe}}$ avec espacement de **33cm.**

• **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.
Soit : 04 épingles de HA8 / m²

• **Vérification des contraintes de cisaillement:**

✓ Selon BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{312.89 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1300} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

✓ Selon le RPA99 version 2003 :

$$\bar{V}_u = 1.4 V_u.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{bd} = \frac{1.4 \times 312.89 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 1300} = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_s = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{1378.81 \times 10^3}{325000 + 15 \times 1357} = 3.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Voile longitudinal VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.325	0.26	0.26	0.26	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2419.01	801.1	488.81	620	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4188.18	-3114.11	-1554.87	-1195.82	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	312.89	249.61	160.52	98.43	
	L _t (m)	0.82	1.03	0.99	0.86	
	L _c (m)	0.48	0.27	0.31	0.44	
	d (m)	0.412	0.517	0.495	0.428	
	σ_1 [KN/m ²]	2094.090	1557.055	777.435	597.910	
	N (kN)	N ₁	323.56	241.50	115.34	76.78
		N ₂	107.852	80.500	38.447	25.594
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.09	6.04	2.88	1.92
		A _{v2}	2.70	2.01	0.96	0.64
	A _{vj} (cm ²)		12.05	9.61	6.18	3.79
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.10	8.44	4.43	2.87
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.71	4.41	2.51	1.59
	A _{min} (cm ²)		5.41	5.43	5.19	4.49
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13.57	9.05	6.79	6.79
Bonde 2		6.79	6.28	6.79	6.79	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA10	2 x 4HA10
		Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA10	2 x 6HA10

	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm	7 cm	
		Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm	
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.09	3.10	3.25	3.25	
	A_H /nappe (cm ²)		3.39	2.26	1.70	1.70	
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1.070		1.067	0.686	0.421
		τ_b (MPa)	1.498		1.493	0.960	0.589
	ELS	N_s (kN)	1378.81		1378.81	1378.81	1378.81
		σ_b (MPa)	3.88		4.87	4.92	4.92

Voile longitudinal VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.375	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		2338.62	1077.99	484.89	1461.23
	σ_{min} [KN/m ²]		-5084.35	-3917.31	-2462.13	-2153.83
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		393.74	296.69	201.84	125.52
	L_t (m)		1.03	1.18	1.25	0.89
	L_c (m)		0.47	0.32	0.25	0.61
	d (m)		0.514	0.588	0.627	0.447
	σ_1 [KN/m ²]		2542.175	1958.655	1231.065	1076.915
	N (kN)	N₁	489.73	345.59	231.41	144.36

	A_v (cm ²)	N_2	163.243	115.198	77.138	48.121
		A_{v1}	12.24	8.64	5.79	3.61
		A_{v2}	4.08	2.88	1.93	1.20
	A_{vj} (cm ²)		15.16	11.42	7.77	4.83
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	16.03	11.50	7.73	4.82
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	7.87	5.74	3.87	2.41
	A_{min} (cm ²)		6.74	6.18	6.58	4.69
	A_v adopté (cm ²)	Bonde 1	16.08	12.32	7.85	6.79
Bonde 2		9.05	6.79	6.79	6.79	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 x 3HA16	2 x 3HA14	2 x 3HA12	2 x 3HA112
		Bonde 2	2 x 4HA12	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	S_t (cm)	Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.85	3.53	3.25	3.25
	A_H /nappe (cm ²)		4.02	3.08	1.96	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1.167	1.099	0.748	0.465
		τ_b (MPa)	1.633	1.538	1.047	0.651
	ELS	N_s (kN)	2019.8	2019.8	2019.8	2019.8
σ_b (MPa)		4.89	6.15	6.27	6.30	

Voile longitudinal VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	1	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	450.61	419.63	187.15	1148.15	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4822.85	-4484.63	-2860.16	-2183.85	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	95.11	46.2	68.7	46.66	
	L _t (m)	0.91	0.91	0.94	0.66	
	L _c (m)	0.09	0.09	0.06	0.34	
	d (m)	0.457	0.457	0.469	0.328	
	σ_1 [KN/m ²]	2411.425	2242.315	1430.080	1091.925	
	N (kN)	N ₁	413.51	307.57	201.34	107.35
		N ₂	137.836	102.523	67.113	35.783
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.34	7.69	5.03	2.68
		A _{v2}	3.45	2.56	1.68	0.89
	A _{vi} (cm ²)		3.66	1.78	2.64	1.80
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11.25	8.13	5.69	3.13
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4.36	3.01	2.34	1.34
	A _{min} (cm ²)		6.00	4.80	4.93	3.44
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.32	9.05	7.85	6.79
		Bonde 2	6.79	6.79	6.79	6.79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x4HA10	2 x4HA10
		Bonde 2	2 x 3HA14	2 x 3HA12	2 x3HA10	2 x3HA10

	S_t (cm)	Bonde 1	7 cm	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.43	2.74	3.25	3.25
	A_H /nappe (cm ²)		3.08	2.26	1.96	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.423	0.257	0.382	0.259
		τ_b (MPa)	0.592	0.359	0.534	0.363
	ELS	N_s (kN)	1276.2	1276.2	1276.2	1276.2
		σ_b (MPa)	4.58	5.70	5.75	5.79

Voile longitudinal VL4 :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.35	1.35	1.35	1.35
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.3375	0.27	0.27	0.27
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1120.07	423.37	83.19	209.2
	σ_{min} [KN/m ²]	-2961.08	-2171.14	-968.56	-739.55
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	109	135.74	71.47	46.9
	L_t (m)	0.98	1.13	1.24	1.05
	L_c (m)	0.37	0.22	0.11	0.30
	d (m)	0.490	0.565	0.622	0.526
	σ_1 [KN/m ²]	1480.540	1085.570	484.280	369.775
	N (kN)	N₁	271.91	183.96	90.31

		N_2	90.636	61.319	30.103	19.456
	A_v (cm ²)	A_{v1}	6.80	4.60	2.26	1.46
		A_{v2}	2.27	1.53	0.75	0.49
	A_{vj} (cm ²)		4.20	5.23	2.75	1.81
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	7.85	5.91	2.95	1.91
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	3.32	2.84	1.44	0.94
	A_{min} (cm ²)		6.43	5.93	6.53	5.52
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	11.31	9.05	6.79	6.79
Bonde 2		6.79	6.28	6.79	6.79	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA10	2 x 5HA10
		Bonde 2	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA10	2 x 4HA10
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.67	3.39	3.25	3.25
	A_H /nappe (cm ²)		2.83	2.26	1.70	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.359	0.559	0.294	0.193
		τ_b (MPa)	0.502	0.782	0.412	0.270
	ELS	N_s (kN)	893.01	893.01	893.01	893.01
σ_b (MPa)		2.45	3.05	3.08	3.08	

Voile transversal VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.6	1.6	1.6	1.6	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.4	0.32	0.32	0.32	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1505.72	672.95	28.79	301.55	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3652.31	-2886.18	-1268.29	-885.24	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	293.08	205.72	203.38	160.01	
	L _t (m)	1.13	1.30	1.56	1.19	
	L _c (m)	0.47	0.30	0.04	0.41	
	d (m)	0.566	0.649	0.782	0.597	
	σ_1 [KN/m ²]	1826.155	1443.090	634.145	442.620	
	N (kN)	N ₁	387.92	280.86	148.82	79.24
		N ₂	129.307	93.619	49.606	26.412
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.70	7.02	3.72	1.98
		A _{v2}	3.23	2.34	1.24	0.66
	A _{vi} (cm ²)		11.28	7.92	7.83	6.16
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	12.52	9.00	5.68	3.52
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.05	4.32	3.20	2.20
	A _{min} (cm ²)		7.43	6.81	8.21	6.27
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13.57	9.05	6.79	8.28
Bonde 2		6.79	4.71	6.79	8.28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA10	2 x 6HA10
		Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA10	2 x 6HA10

	S_t (cm)	Bonde 1	7 cm	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		4.25	3.89	3.25	3.25
	A_H /nappe (cm ²)		3.39	2.26	1.70	2.07
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.814	0.714	0.706	0.556
		τ_b (MPa)	1.140	1.000	0.989	0.778
	ELS	N_s (kN)	1378.82	1378.82	1378.82	1378.82
		σ_b (MPa)	3.20	4.05	4.05	4.00

Voile transversal VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.15	3.15	3.15	3.15	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.7875	0.63	0.63	0.63	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2342.86	1899.88	355.29	868.96	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4261.3	-3866.39	-1511.18	-1487.72	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	670.78	720.38	456.61	246.74	
	L_t (m)	2.03	2.11	2.55	1.99	
	L_c (m)	1.12	1.04	0.60	1.16	
	d (m)	1.016	1.056	1.275	0.994	
	σ_1 [KN/m ²]	2130.650	1933.195	755.590	743.860	
	N (kN)	N_1	811.99	612.47	289.06	221.88
N_2		270.662	204.158	96.352	73.959	

	A_v (cm ²)	A_{v1}	20.30	15.31	7.23	5.55
		A_{v2}	6.77	5.10	2.41	1.85
	A_{vj} (cm ²)		25.83	27.73	17.58	9.50
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	26.76	22.25	11.62	7.92
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	13.22	12.04	6.80	4.22
	A_{min} (cm ²)		13.34	11.09	13.39	10.44
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	27.71	22.62	12.32	9.05
Bonde 2		13.57	12.57	9.05	8.28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA14	2 x 9HA12	2 x 9HA12	2 x 9HA10
		Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		7.62	6.34	3.25	3.25
	A_H /nappe (cm ²)		6.93	5.66	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
ep =20cm		(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	(A=5.65cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.946	1.271	0.805	0.435
		τ_b (MPa)	1.325	1.779	1.127	0.609
	ELS	N_s (kN)	2239.35	2239.35	2239.35	2239.35
σ_b (MPa)		2.64	3.28	3.38	3.41	

Voile transversal VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	
	e (m)	0.25	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.325	0.26	0.26	0.26	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2419.01	801.1	488.81	620	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4188.18	-3114.11	-1554.87	-1195.82	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	312.89	249.61	160.52	98.43	
	L _t (m)	0.82	1.03	0.99	0.86	
	L _c (m)	0.48	0.27	0.31	0.44	
	d (m)	0.412	0.517	0.495	0.428	
	σ_1 [KN/m ²]	2094.090	1557.055	777.435	597.910	
	N (kN)	N ₁	323.56	241.50	115.34	76.78
		N ₂	107.852	80.500	38.447	25.594
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.09	6.04	2.88	1.92
		A _{v2}	2.70	2.01	0.96	0.64
	A _{vi} (cm ²)		12.05	9.61	6.18	3.79
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11.10	8.44	4.43	2.87
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.71	4.41	2.51	1.59
	A _{min} (cm ²)		5.41	5.43	5.19	4.49
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13.57	9.05	6.79	6.79
		Bonde 2	6.79	6.28	6.79	6.79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA10	2 x 4HA10
		Bonde 2	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA10	2 x 6HA10

	S_t (cm)	Bonde 1	7 cm	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		3.09	3.10	3.25	3.25
	A_H /nappe (cm²)		3.39	2.26	1.70	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	1.070	1.067	0.686	0.421
		τ_b(MPa)	1.498	1.493	0.960	0.589
	ELS	N_s (kN)	1378.81	1378.81	1378.81	1378.81
		σ_b(MPa)	3.88	4.87	4.92	4.92

IX. Calcul du voile périphérique de soutènement

IX.1 Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

IX.2 Pré-dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Article.10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

1. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $\left(K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)$

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Surcharge éventuelles $q = 1 \text{ t/ml}$
- Poids volumique des terres $\gamma = 2.04 \text{ t/m}^3$

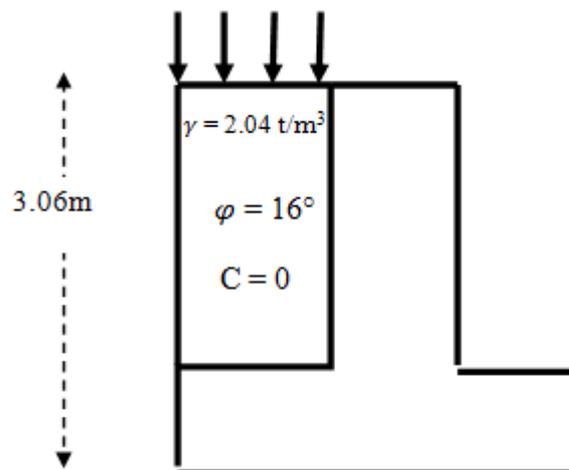


Schéma de voile de soutènement

- Angle de frottement interne $\varphi = 16^\circ$
- contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars}$
- Hauteur du voile $H = 3.06 \text{ m}$.
- Angle de la surface du remblai horizontal. $\beta = 0$
- La paroi du mur est verticale. $\lambda = 0$
- Force de poussé (Rankine applicable). $\delta = 0$
- Cohésion : $C = 0$

3. Calcul des sollicitations

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.75$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 1 \times 0.75 = 1.13 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.75 \times (1.35 \times 2.04 \times 3.06 + 1.5 \times 1) = 7.45 \text{ t/m}^2$$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

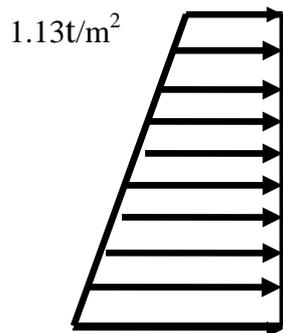
$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.75 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.75 (1 + 2.04 \times 3.06) = 5.43 \text{ t/m}^2$$

Tableau IX.1 : Les contraintes a l'E.L.U et L'E.L.S

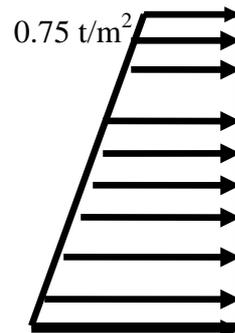
	φ (°)	K_0	q (t/ml)	γ (t/m ²)	H (m)	σ_h (t/m ²)	σ_v (t/m ²)
ELU	16	0.75	1	2.04	3.06	1.13	7.45
ELS	16	0.75	1	2.04	3.06	0.75	5.43

❖ **Diagramme des contraintes**



7.45 t/m²

ELU



5.43 t/m²

ELS

Figure IX.1 : Diagramme des contraintes

4. Charge moyenne

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **E.LU** : $q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 = 5.87 \text{ t/ml}$
- **ELS** : $q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 = 4.26 \text{ t/ml}$

IX.3 Ferrailage du voile périphérique

1. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de quatre cotés au niveau des nervures, des poteaux.

2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,85.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0,3 (appuis de rive).
 - 0,5 (autres appuis).

3. Identification des panneaux

$$l_x = 3.06 \text{ m} \quad l_y = 3.06 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{3.06} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \vartheta = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0368 \times 5.87 \times 3.06^2 = \mathbf{2.02 \text{ t.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 1 \times 2.02 = \mathbf{2.02 \text{ t.m}}$$

4. Correction des moments

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.3M_{0x} = 0.606 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85M_{0x} = 1.717 \text{ t.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.3M_{0y} = 0.606 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85M_{0y} = 1.717 \text{ t.m}$$

Puisque on a une symétrie les moments corrigés en travées et aux appuis sont les mêmes dans le sens x-x et y-y.

IX.4. Ferrailage a l'E.L.U :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1ml

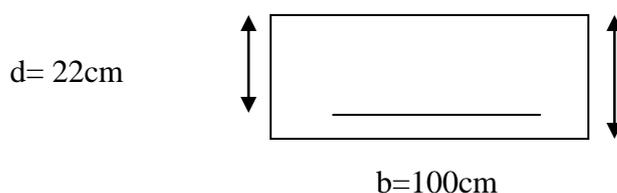


Tableau IX.2 : Ferrailage du voile périphérique

Sens	Zone	Mu (t. m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A (cm ²)	A adoptée	St (cm)
X-X	Appuis	0.606	0.008	0.996	0.79	2.5	8.04	4HA16	25
	Travée	1.717	0.024	0.988	2.27	2.5	8.04	4HA16	25
Y-Y	Appuis	0.606	0.008	0.996	0.79	2.5	8.04	4HA16	25
	Travée	1.717	0.024	0.988	2.27	2.5	8.04	4HA16	25

1- Recommandations de l'Art 10.1.2 RPA 99 version 2003

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ❖ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ❖ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

- ❖ Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

- ❖ $A = 8.04 \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$

IX.5.Vérification à l'ELS

- ❖ -Vérification des contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \text{ Avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Tableau IX-3: Vérification des contraintes a l'ELS

sens	zone	A _s (cm ²)	M _s (t.m)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
X-X	appuis	8.04	0.441	0.369	0.906	38.19	27.52	348	0.75	15	CV
	travée	8.04	1.249	0.369	0.906	38.19	77.95	348	2.05	15	CV
Y-Y	appuis	8.04	0.441	0.369	0.906	38.19	27.52	348	0.75	15	CV
	travée	8.04	1.249	0.369	0.906	38.19	77.95	348	2.05	15	CV

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

- **CONCLUSION :**

- L'épaisseur du voile périphérique est de **25cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
- **Sens X-X :**

En travée : **4HA16** avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : **4HA16** avec un espacement de **25cm**.

- **Sens Y-Y :**

En travée : **4HA16** avec un espacement de **25cm**.

Aux appuis : **4HA16** avec un espacement de **25cm**.

X. Etude de l'infrastructure

X.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

X.2 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; l'économie.

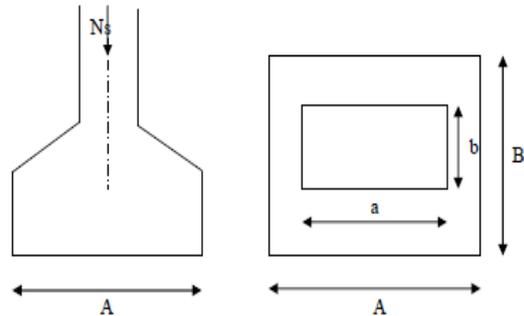
X.3.1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$\text{D'ou } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 462.8 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{462.87}{250}} = 1.36 \text{ m donc } A = B = 1.36 \text{ m.}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

X.3.2 Semelles filantes :

X.3.2.1 Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Tableau X.1 Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	N _s	L(m)	B(m)	S=B.L
Vl ₁	127.97	1.30	0.3938	0.5119
Vl ₂	113.47	1.50	0.3026	0.4539
Vl ₃	82.94	1.30	0.2552	0.3318
Vl ₄	308.37	1.50	0.8223	1.2334
Vl ₅	236.65	1.00	0.9466	0.9466
Vl ₆	233.39	1.00	0.9336	0.9336
Vl ₇	315.47	1.50	0.8413	1.2619
Vl ₈	133.27	1.30	0.4101	0.5331
Vl ₉	117	1.50	0.3120	0.4680
Vl ₁₀	80.04	1.30	0.2463	0.3202
Vl ₁₁	64.38	1.35	0.1908	0.2576
			ΣS	7.252

Tableau X.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
Vt ₁	177.29	1.60	0.4432	0.7091
Vt ₂	238.99	3.15	0.3035	0.9560
Vt ₃	110.43	1.60	0.2761	0.4418
Vt ₄	169.75	1.60	0.4244	0.6790
Vt ₅	233.35	3.15	0.2963	0.9333
Vt ₆	112.80	1.60	0.2820	0.4512
Vt ₇	66.07	1.30	0.2033	0.2643
Vt ₈	64.85	1.30	0.1995	0.2593
			ΣS	4.6940

La surface totale des semelles filantes sous voiles $St = 4.694 + 7.252 = 11.946 \text{ m}^2$.

X.3.2 .2 Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Étape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _S (t)	M _S (t/m)	e _i (m)	N _S . e _i (t.m)
1	462.87	24.475	-6.075	-2811.9
2	400.45	-12.086	-1.575	-630.7
3	425.65	12.577	1.575	670.4
4	261.13	-23.627	6.075	1586.4
Total	1550.1	1.339	/	-1185.8

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-1185.8 + 1.339}{1550.1} = -0.76 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.76 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{19.5}{6} = 3.25 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{1550.1}{19.5} \left(1 - \frac{6 \times (-0.76)}{19.5}\right) = 98.08 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{1550.1}{19.5} \left(1 + \frac{6 \times (-0.76)}{10}\right) = 60.90 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{1550.1}{19.5} \left(1 + \frac{3 \times (-0.76)}{19.5}\right) = 70.20 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{70.20}{250} = 0.281 \text{ m.}$$

On prend $B = 1.25 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (1.25 \times 12.67 \times 7) = 110.69 \text{ m}^2$.

$$S_v = 11.946 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 110.69 + 11.946 = 122.636 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $19.5 \times 12.5 = 243.75$

$$\frac{122.636}{243.75} = 53.1\%$$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles; occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

X.4 Etude du radier général :

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.

X.4.1 Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 4.5\text{m} \rightarrow 56.25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 90 \text{ cm.}$$

c) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4.5\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 0.91 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=100\text{cm}$**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{450}{20} = 22.5\text{cm} \text{ Soit } h_d = \mathbf{30\text{cm}}.$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm Soit } h_n = 90 \text{ cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63 \text{ Soit } b_n = 60 \text{ cm.}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{450}{50} \leq h_t \leq \frac{450}{40} \rightarrow 9 \text{ cm} \leq h_t \leq 11,25 \text{ cm soit } h_t = 11 \text{ cm.}$$

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 30 \text{ cm.}$

- La nervure : $h_n = 90 \text{ cm.}$

$$b_n = 60 \text{ cm.}$$

- La dalle flottante : $h_t = 11 \text{ cm.}$

VII.4.2 détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 23604 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation $Q = 4747,89 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 38987,235 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 28351,89 \text{ KN.}$$

X.4.3 Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{38987,235}{1,33 \cdot 250} = 117,25 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28351,89}{250} = 113,41 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{\text{bat}} > \max (S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 243,75 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 117,25 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm.}$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 45 \text{ cm.}$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 243.75 + 29.61 = 273.36 \text{ m}^2.$$

$$\text{Sachant que } S_{\text{déb}} = (l_x + l_y) \times 2 \times l_{\text{déb}} + 4(l_{\text{déb}})^2 = (19.5 + 12.5) \times 2 \times 0.45 + 4 \times 0.45^2 = 29.61 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 273.36 \text{ m}^2.$

X.4.4 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0.3 \times 273.36 = 2050.2 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = \{bn \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$= 0.6 \times (0.9 - 0.3) \times (19.5 \times 4 + 12.5 \times 7) \times 25 = 1489.5 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (273.36 - 99.3) \times (0.9 - 0.3) \times 25 = 2610.9 \text{ KN}$$

$$\text{Sachant que : } S_{\text{ner}} = b \cdot l_x \cdot n + b \cdot l_y \cdot m = 0.6 \times 19.5 \times 4 + 0.6 \times 12.5 \times 7 = 99.3 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$\text{Poids de la dalle flottante} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 273.36 \times 0.1 \times 25 = 683.4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2050.2 + 1489.5 + 2610.9 + 683.4 = 6834 \text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 6834 + 23604 = 30438 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4747.89 + (273.36 \times 2.5) = 5431.29 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 30438 + 1,5 \times 5431,29 = 49238,235 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 30438 + 5431,29 = 35869,29 \text{ KN}$.

X.4.5 Vérification :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{49238,235 \times 1}{273,36} \cdot \frac{4,5}{2} = 405,28 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{405,28 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,27} = 1,50 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{19,5}{2} = 9,75 \text{ m}; Y_G = \frac{12,5}{2} = 6,25 \text{ m.}$$

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12,5 \cdot 19,5^3}{12} = 7723,83 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{19,5 \cdot 12,5^3}{12} = 3173,83 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

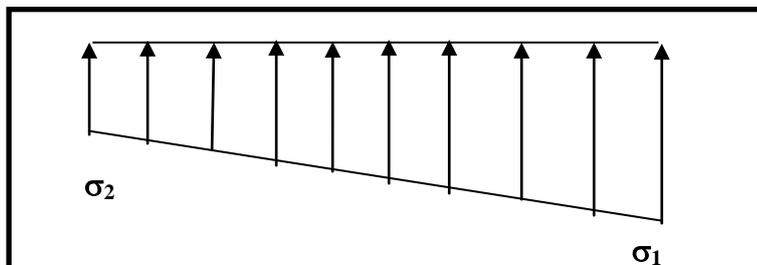


Figure X.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 49238.235 \text{ KN}$; $N_s = 35869.29 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 18010.012 + (1022.94 \times 0.9) = 18930.658 \text{ kN.m}$

$M_y = 19823.179 + (1117.76 \times 0.9) = 20829.163 \text{ kN}$.

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49238.235}{273.36} + \frac{18930.658}{7723.83} \times 9.75 = 204.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49238.235}{273.36} - \frac{18930.658}{7723.83} \times 9.75 = 156.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 204.02 + 156.23}{4} = 192.07 \text{ KN/m}^2 \\ 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➔ $\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol}$ (Condition vérifiée)

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35869.29}{273.36} + \frac{18930.658}{7723.83} \times 9.75 = 155.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35869.29}{273.36} - \frac{18930.658}{7723.83} \times 9.75 = 107.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 155.11 + 107.32}{4} = 143.16 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➔ $\sigma_m < \sigma_{sol}$ (Condition vérifiée)

➤ Sens transversal :

A P'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49238.235}{273.36} + \frac{20829.163}{3173.83} \times 6.25 = 221.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49238.235}{273.36} - \frac{20829.163}{3173.83} \times 6.25 = 139.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 221.14 + 139.10}{4} = 200.63 \text{ KN/m}^2 \\ 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➔ $\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol}$ (Condition vérifiée)

A P'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35869.29}{273.36} + \frac{20829.163}{3173.83} \times 6.25 = 172.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{35869.29}{273.36} - \frac{20829.163}{3173.83} \times 6.25 = 90.20 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 172.23 + 90.20}{4} = 151.72 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

→ $\sigma_m < \sigma_{sol}$ (Condition v\u00e9rifi\u00e9e)

- **V\u00e9rification au poin\u00e7onnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poin\u00e7onnement n'est exig\u00e9 si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul \u00e0 l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : P\u00e9rim\u00e8tre du contour cisail\u00e9 sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

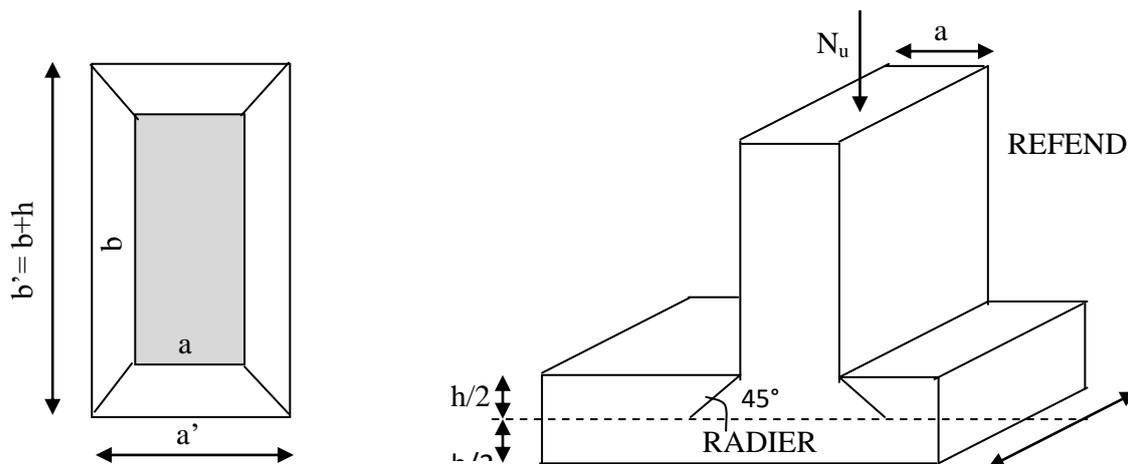


Figure X.2 : P\u00e9rim\u00e8tre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du p\u00e9rim\u00e8tre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 0.9) = 5.60 \text{ m.}$$

$$N_u = 1423.59 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.6 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 3780 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

- **Voile (pour une bande de 1m):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,25 + 3,15 + 2 \cdot 0,9) = 10,4 \text{ m.}$$

$$N_u = 2488,29 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 10,4 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 7020 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

X.4.6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

Panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ le panneau travaille suivant les deux directions.

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,35 \text{ m} ; L_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{4,50} = 0,74$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{s_{\text{rad}}} = (200.63 - \frac{6834}{273.36}) \times 1\text{m} = 175.63 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{s_{\text{rad}}} = (151.72 - \frac{6834}{273.36}) \times 1\text{m} = 126.72 \text{ kN/ml}$$

• **Calcul à l'ELU :**

➤ Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0.74 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0634 \\ \mu_y = 0.4940 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0634 \times 175.63 \times 3.35^2 = 124.96 \text{ kN.m} \\ M_y = 0.4940 \times 124.96 = 61.73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$.

a) Ferrailage aux appuis :

Moments en appuis à l'ELU : $M_{a-x} = 124.96 \times 0,5 = \mathbf{62.48 \text{ kN.m}}$.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.48 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \quad \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.060 \quad \beta_u = 0.969$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{62.48 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{app}} = 6. \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **8HA12/ml = 9.05cm²/ml**

Avec : **St = 12cm**

b) Ferrailage en travée:**➤ Sens xx**

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 124.96 \times 0.75 = 93.72 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{93.72 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.090 < 0.392 \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.090 \quad \beta_u = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{93.72 \times 10^3}{0.953 \times 27 \times 348} = 10.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 10.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **8HA14/ml = 12.32 cm²/ml**

Avec : **St = 12 cm**

➤ Sens yy

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 61.73 \times 0.75 = 46.30 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46.30 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.044 \quad \beta_u = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{46.30 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 5.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 5.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **6HA12ml = 6.79 cm²/ml** Avec : **St = 16cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

X.4.7 Vérification à l'E.L.U :

- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Tableau X.4 : vérification de la section minimale

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
appuis		9,05	3.26	Condition Vérifiée
				Condition Vérifiée
Travée	x-x	12.32	3.26	Condition Vérifiée
	y-y	6.79		Condition Vérifiée

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :**

L'espacement 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 :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

X.4.8 Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0,74 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0696 \times 126,72 \times 3,35^2 = 98,97 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,632 \times 98,97 = 62,56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 98,97 \times 0,5 = 48,49 \text{ kN.m.}$

- **En travée**

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 98,97 \times 0,75 = 74,23 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 62,56 \times 0,75 = 46,92 \text{ kN.m}$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- **Aux appuis :** $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0,333 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,910 \\ K1 = 40,56 \longrightarrow K = 0,025 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{48,49 \times 10^3}{0,910 \times 27 \times 9,05} = 218,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

- **Dans le sens xx :** $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12,32}{100 \times 27} = 0,465 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,897 \\ K1 = 33,54 \longrightarrow K = 0,030 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{74,23 \times 10^3}{0,897 \times 27 \times 12,32} = 248,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 7,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :** $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 27} = 0,25 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,920 \\ K1 = 47,50 \longrightarrow K = 0,021 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{46,92 \times 10^3}{0,920 \times 27 \times 6,79} = 278,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

X.5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

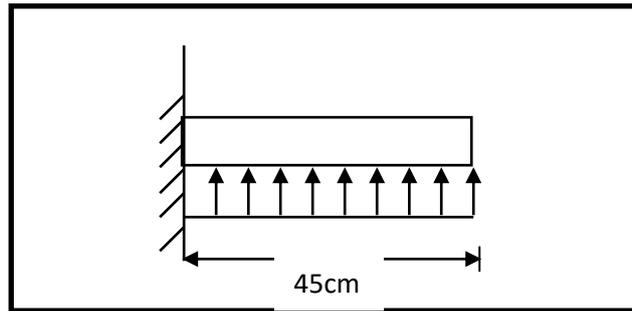


Figure X.3 : Schéma statique du débord.

a) Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 175,63 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{175,63 \times 0,60^2}{2} = 31,61 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = 126,72 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{126,72 \times 0,6^2}{2} = 22,81 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :• **Armatures principales :**

$$b = 1\text{m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,61 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,030 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{31,61 \times 1000}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5HA10/ml = 3,93 [cm²/ml]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

X.5.1 Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 3,26 [\text{cm}^2] \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

X.5.2 Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 27} = 0,146$$

$$\rho_1 = 0,146 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,937 ; K_1 = 64,37$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{22,81 \times 10^3}{0,937 \times 27 \times 3,93} = 229,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 229,42 = 3,67 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 229,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

X.6 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 trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

• **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

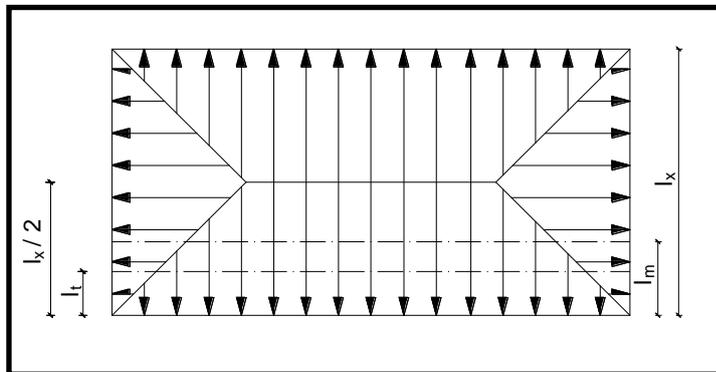


Figure X.4: Répartition trapézoïdale

• **Le Chargement simplifié**

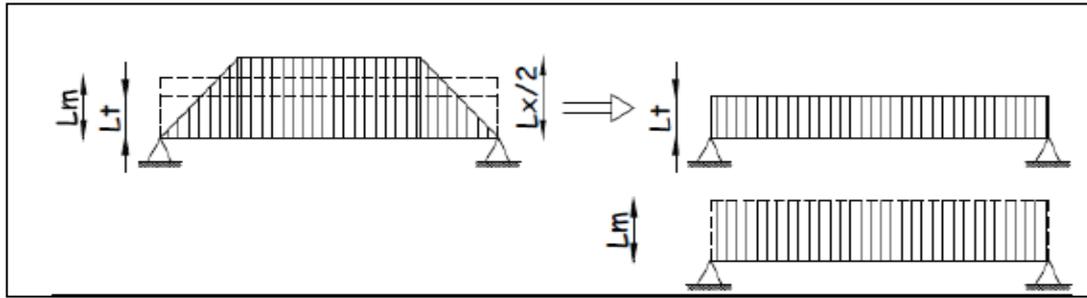


Figure X.5 : Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**

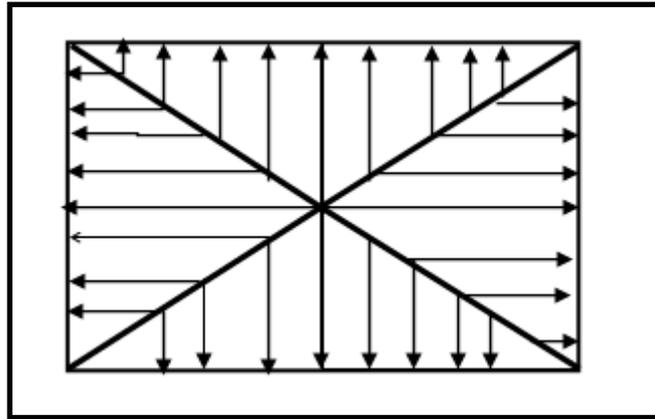


Figure X.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

b) Charges à considérer :

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_{um} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{sm} &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\} Q_m$$

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_{ut} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{st} &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\} Q_t$$

c) Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left(200,63 - \frac{6834}{273,36} - \frac{1489,5}{99,3} \right) = 160,63 \text{ KN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_S = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_S = \left(151,72 - \frac{6834}{273,36} - \frac{1489,5}{99,3} \right) = 111,72 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale:

Tableau X.5 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.2	4.50	0.71	trapezoidale	1.33	1.20	160.63	111.72	213.64		148.59		192.76		134.06	
	2	3.2	4.50	0.71	trapezoidale	1.33	1.20	160.63	111.72	213.64	427.28	148.59	297.18	192.76	385.52	134.06	268.12
b-c	1	3.35	4.50	0.74	trapezoidale	1.37	1.22	160.63	111.72	220.06		153.06		195.97		136.30	
	2	3.35	4.50	0.74	trapezoidale	1.37	1.22	160.63	111.72	220.06	440.12	153.06	306.12	195.97	391.94	136.30	272.6
C-D	1	2.90	4.50	0.64	trapezoidale	1.25	1.15	160.63	111.72	200.79		139.06		184.72		128.48	
	2	2.90	4.50	0.64	trapezoidale	1.25	1.15	160.63	111.72	200.79	401.58	139.06	278.12	184.72	369.44	128.48	256.96
D-E	1	3.35	4.50	0.74	trapezoidale	1.37	1.22	160.63	111.72	220.06		153.06		195.97		136.30	
	2	3.35	4.50	0.74	trapezoidale	1.37	1.22	160.63	111.72	220.06	440.12	153.06	306.12	195.97	391.94	136.30	272.6
E-F	1	3.2	4.50	0.71	trapezoidale	1.33	1.20	160.63	111.72	213.64		148.59		192.76		134.06	
	2	3.2	4.50	0.71	trapezoidale	1.33	1.20	160.63	111.72	213.64	427.28	148.59	297.18	192.76	385.52	134.06	268.12
F-G	1	3.2	4.50	0.74	trapezoidale	1.33	1.20	160.63	111.72	213.64		148.59		192.76		134.06	
	2	3.2	4.50	0.71	trapezoidale	1.33	1.20	160.63	111.72	213.64	427.28	148.59	297.18	192.76	385.52	134.06	268.12

Sens transversal :

Tableau X.6 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4.5	3.3 5	1.3 4	trapézoïdale	0.90	0.23	160.6 3	111.7 2	144.5 7	289.1 4	100.5 5	201.1	99.61	199.22	90.89	181.78
	2	4.5	3.3 5	1.3 4	trapézoïdale	0.90	0.23	160.6 3	111.7 2	144.5 7		100.5 5		99.61		90.89	
b-c	1	3.15	3.3 5	0.9 4	trapézoïdale	1.11	0.88	160.6 3	111.7 2	178.3 0	356.6	124.0 1	248.02	141.3 5	282.7	100.02	200.04
	2	3.15	3.3 5	0.9 4	trapézoïdale	1.11	0.88	218,5 2	111.7 2	178.6 0		124.0 1		141.3 5		100.02	
c-b	1	4.5	3.3 5	1.3 4	trapézoïdale	0.90	0.23	160.6 3	111.7 2	144.5 7	289.1 4	100.5 5	201.1	99.61	199.22	90.89	181.78
	2	4.5	3.3 5	1.3 4	trapézoïdale	0.90	0.23	160.6 3	111.7 2	144.5 7		100.5 5		99.61		90.89	

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :
- Sens longitudinale :

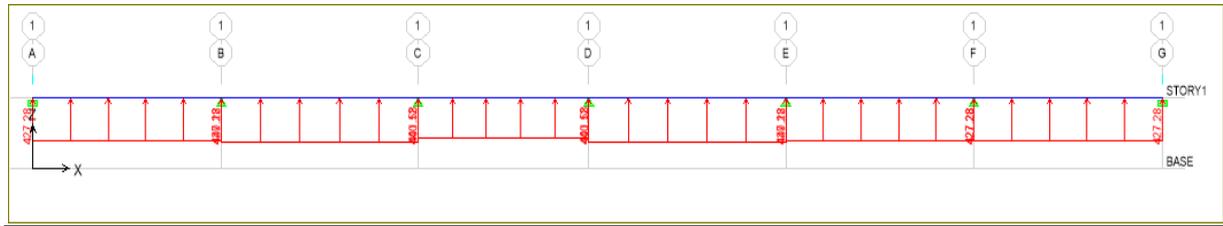


Figure X.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).

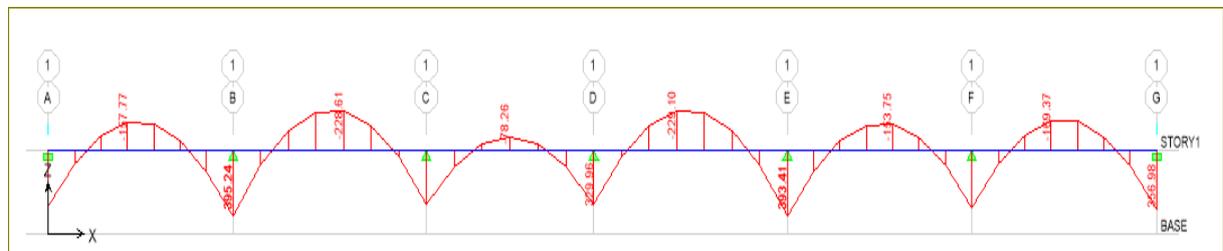


Figure X.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

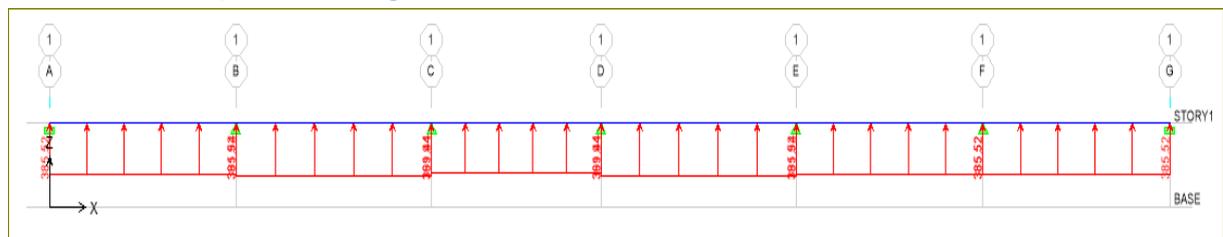


Figure X.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

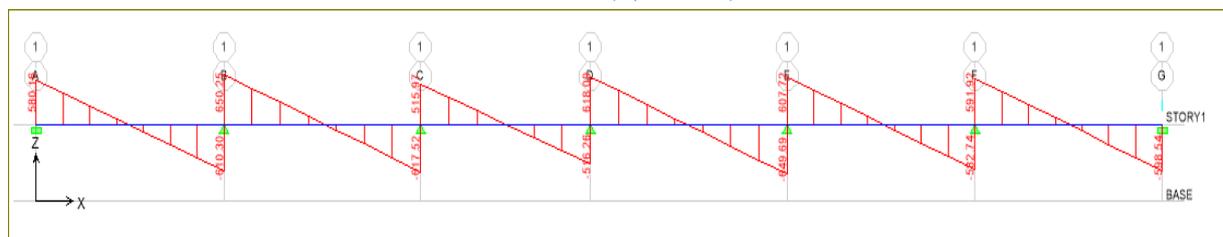


Figure X.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

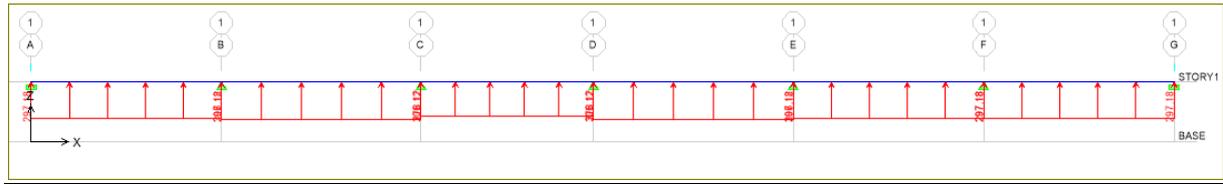


Figure X.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

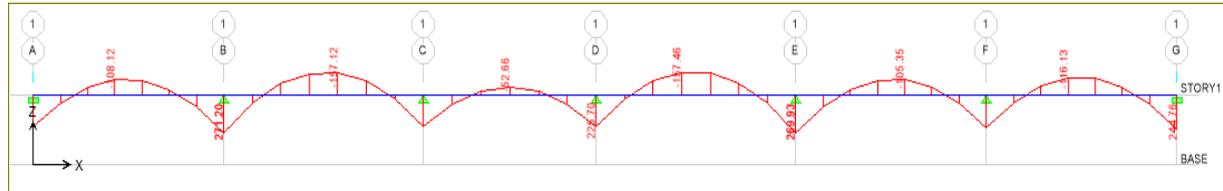


Figure X.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

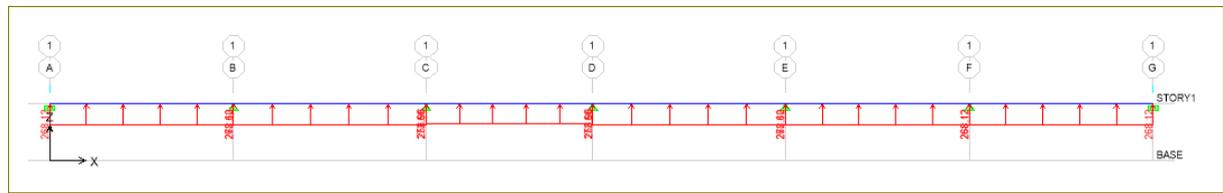


Figure X.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

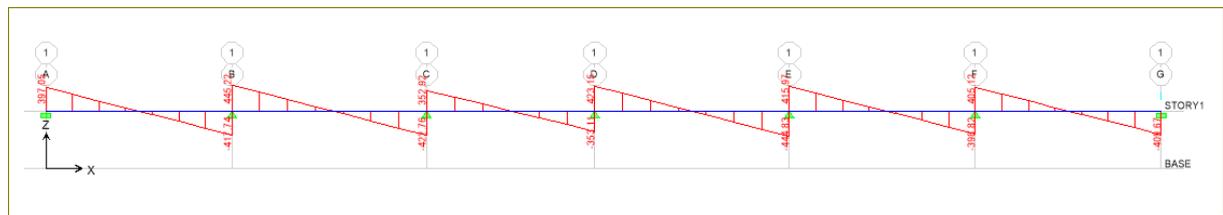


Figure X.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

- Sens transversale :

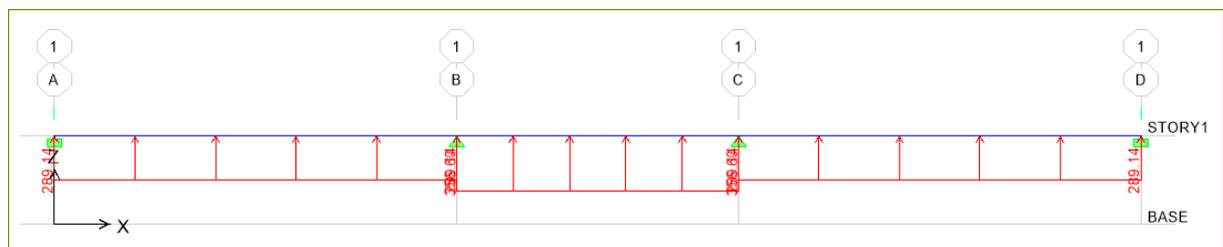


Figure X.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy)

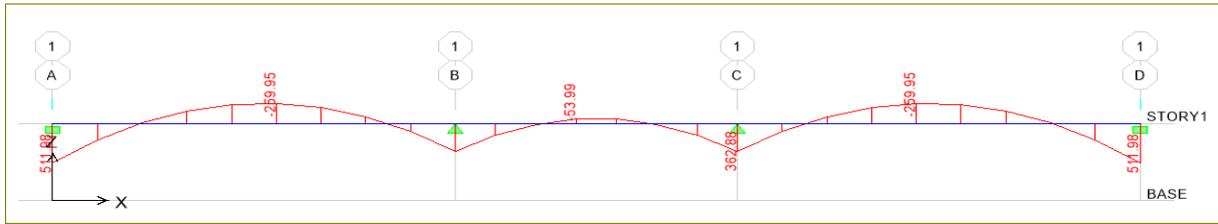


Figure X.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

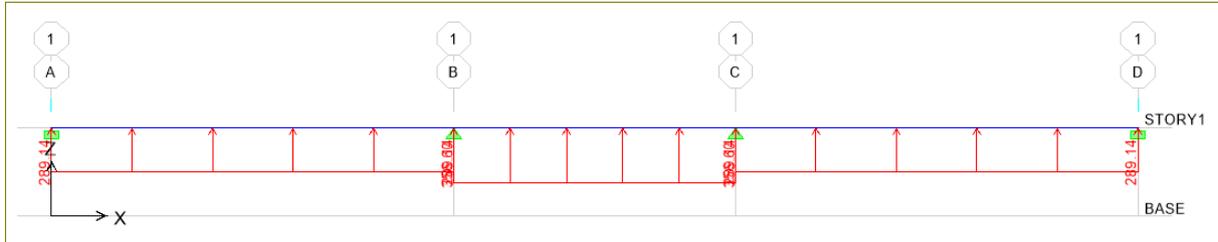


Figure X.17 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).



Figure X.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

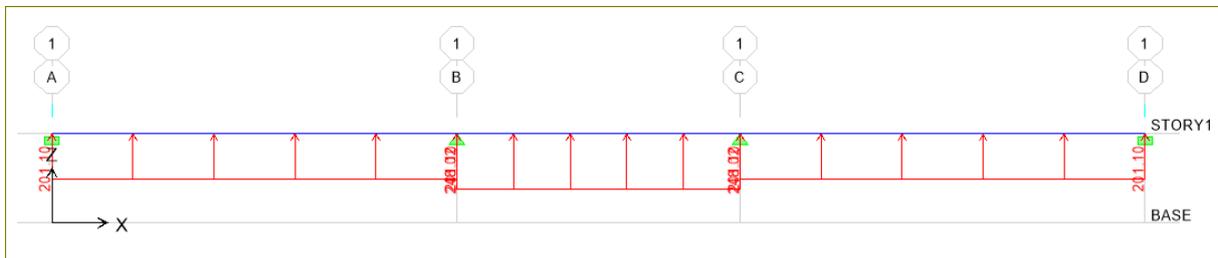


Figure X.19: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

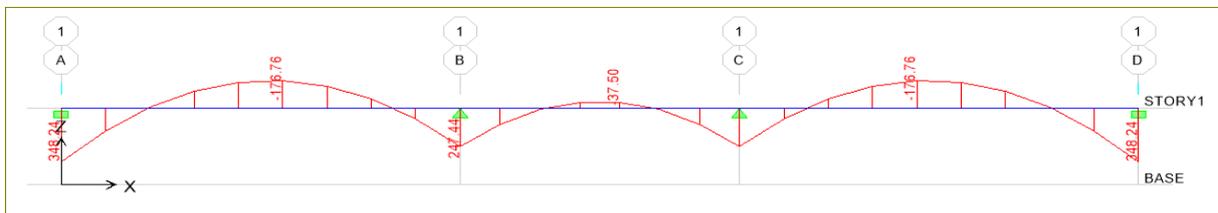


Figure X.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).



Figure X.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

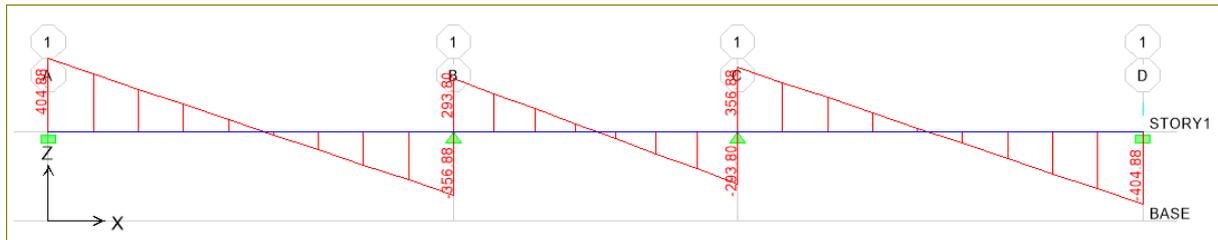


Figure X.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

Tableau X.7 Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	395.24	271.20	511.98	348.24
M_{tmax} (KN.m)	229.10	155.12	259.95	176.76
T_{max} (KN)	650.25	445.22	434.45	404.88

c) Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales : $b=60$ cm $d= 87$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau X.8 Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	395.24	0.060	0.969	SSA	13.47	4HA20 filante+(4HA14)chap = 18.71
	Travée	229.10	0.036	0.982	SSA	7.71	4HA20 =12.56
yy	Appuis	511.98	0.080	0.958	SSA	17.65	4HA20 filante+(4HA14)chap=18.71
	travée	259.95	0.040	0.980	SSA	8.76	4HA20 = 12.56

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

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

• **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{22.5, 5; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 60 = 1.8\text{cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2HA14 = 3,08 cm².

e) Vérification à l'ELU:

- Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 87 \times \frac{2,1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 17.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 20.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 650.25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{650.25 \cdot 10^3}{600 \times 870} = 1.25 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 434.45 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{434.45 \cdot 10^3}{600 \times 870} = 0.83 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification à l'ELS :

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

2. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho_l = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau X.9 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	M _s	A _(ELU)	ρ	K ₁	β ₁	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
x-x	Appuis	271.20	18.71	0.360	38.76	0.907	4.73	15	vérifié
	Travée	115.12	12.56	0.245	48.29	0.921	2.37	15	vérifié
y-y	Appuis	348.24	18.71	0.360	38.76	0.907	4.73	15	vérifié
	Travée	176.76	12.56	0.245	48.29	0.921	2.37	15	vérifié

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- Les sections des poteaux choisis au chapitre pré-dimensionnement ont été augmentées afin de respecter le critère poteaux plus rigide que les poutres.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

A travers cette étude, nous avons dimensionné et calculer tous les éléments en respectant toutes les étapes précédentes.

De plus nous avons passé en revue tous les règlements applicables (RPA, BAEL, DTR...) Pour mener à bien cette étude.

Pour ces études, le calcul a été réalisé par le logiciel ETABS et qui consiste à la détermination des efforts qui revient à chaque élément structural des bâtiments.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

- **Règlement :**

- RPA99 version2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91 modifiée99 : Béton Armé aux États Limites.
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

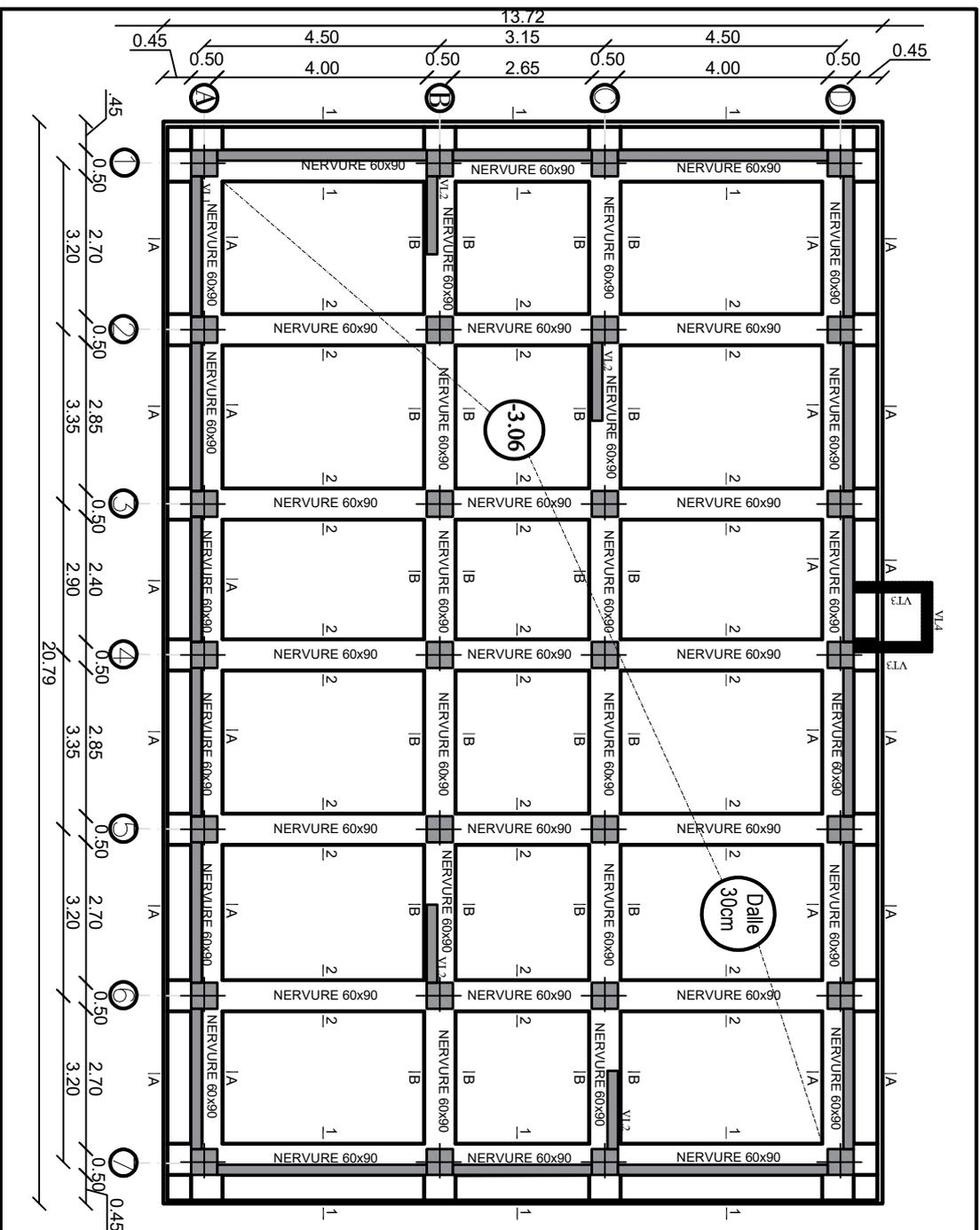
- **Cours :**

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

- **Logiciels et programmes :**

- AUTO-CAD 2D (Dessin).
- ETABS V.9.6.0 (Analyse des structures).
- OFFICE (Traitement de texte, calcul.....).

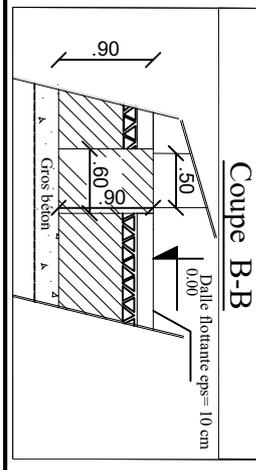
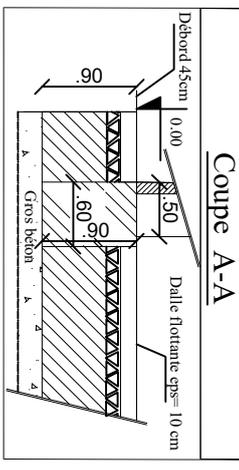
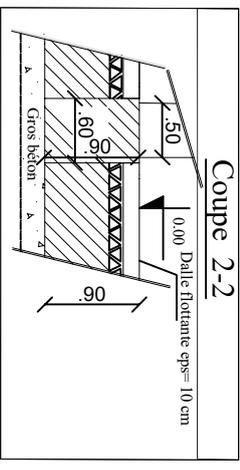
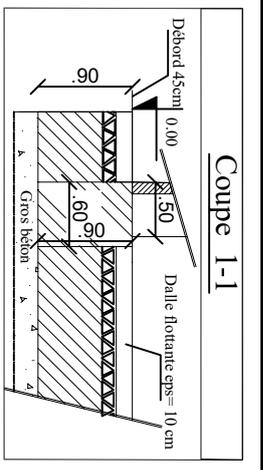
-



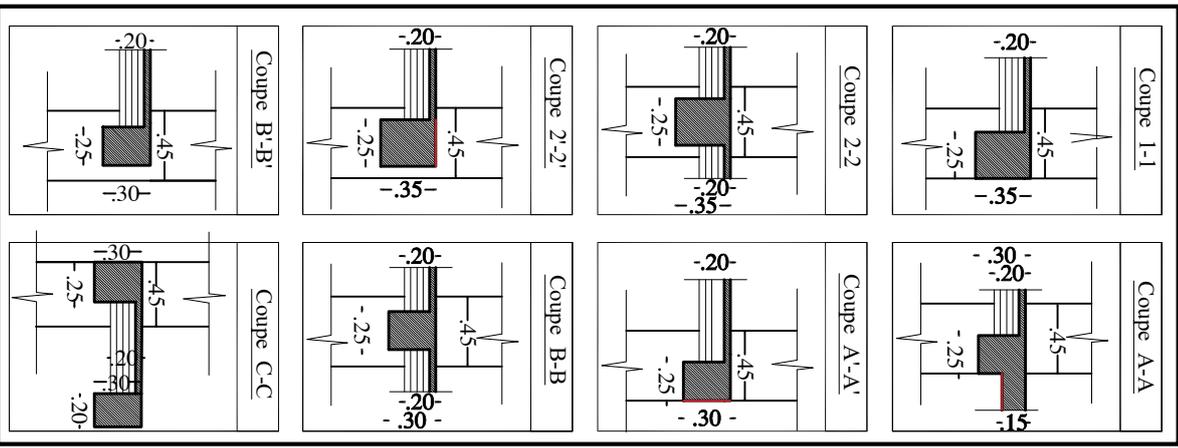
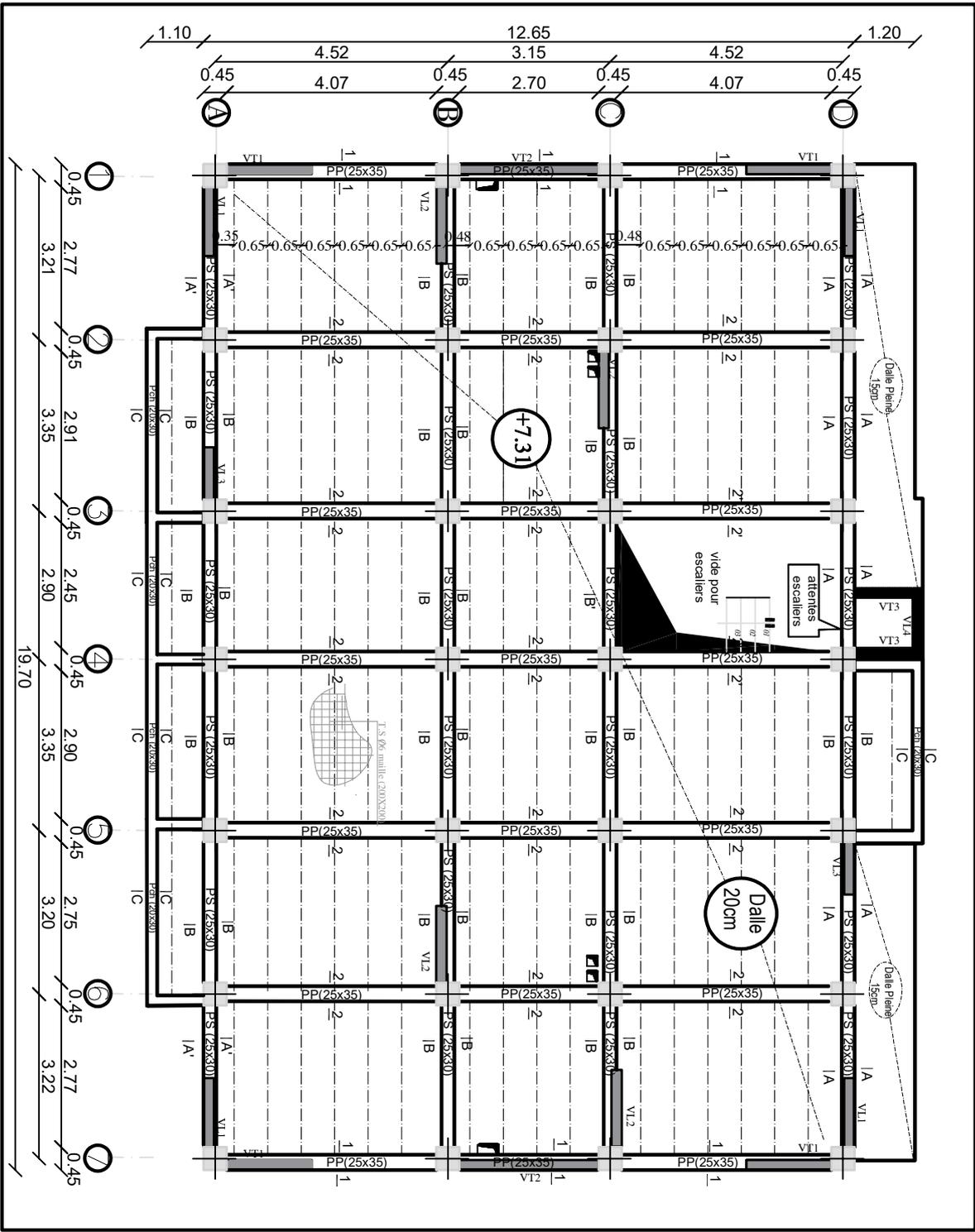
Zone: (I)

- Poteaux: (50X50)
- Nervure : (60X90)
- Débord : 45cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV -3.06(SOUS-SOL)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
Etudié par : -M ^{elle} TALBI Nadia -M ^{elle} TEKKAÏ Chafica	Titre : PLAN DE FONDATIONS NIV -3.06(SOUS-SOL)
Dirigé par : -M ^r KHELLIL.N	Promotion : 2019
Echelle: 1/50 Plan N° 01	



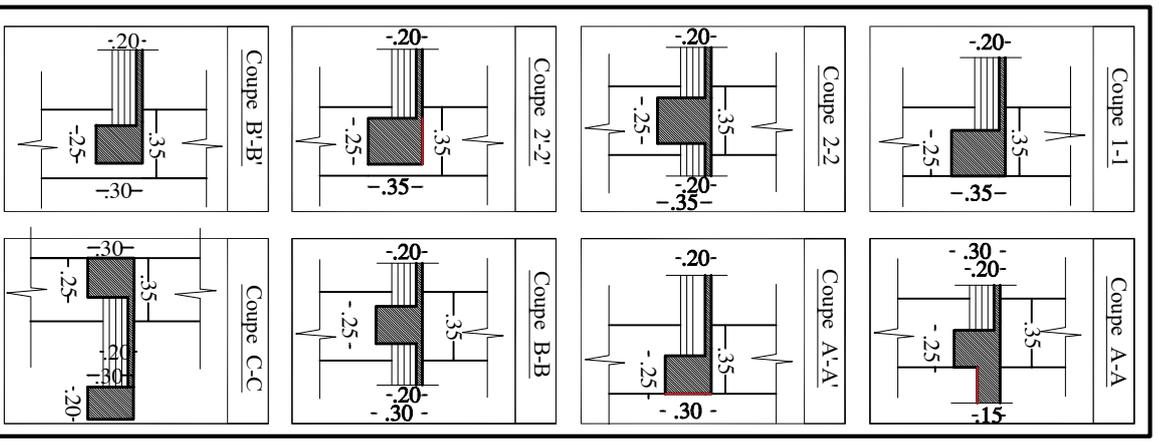
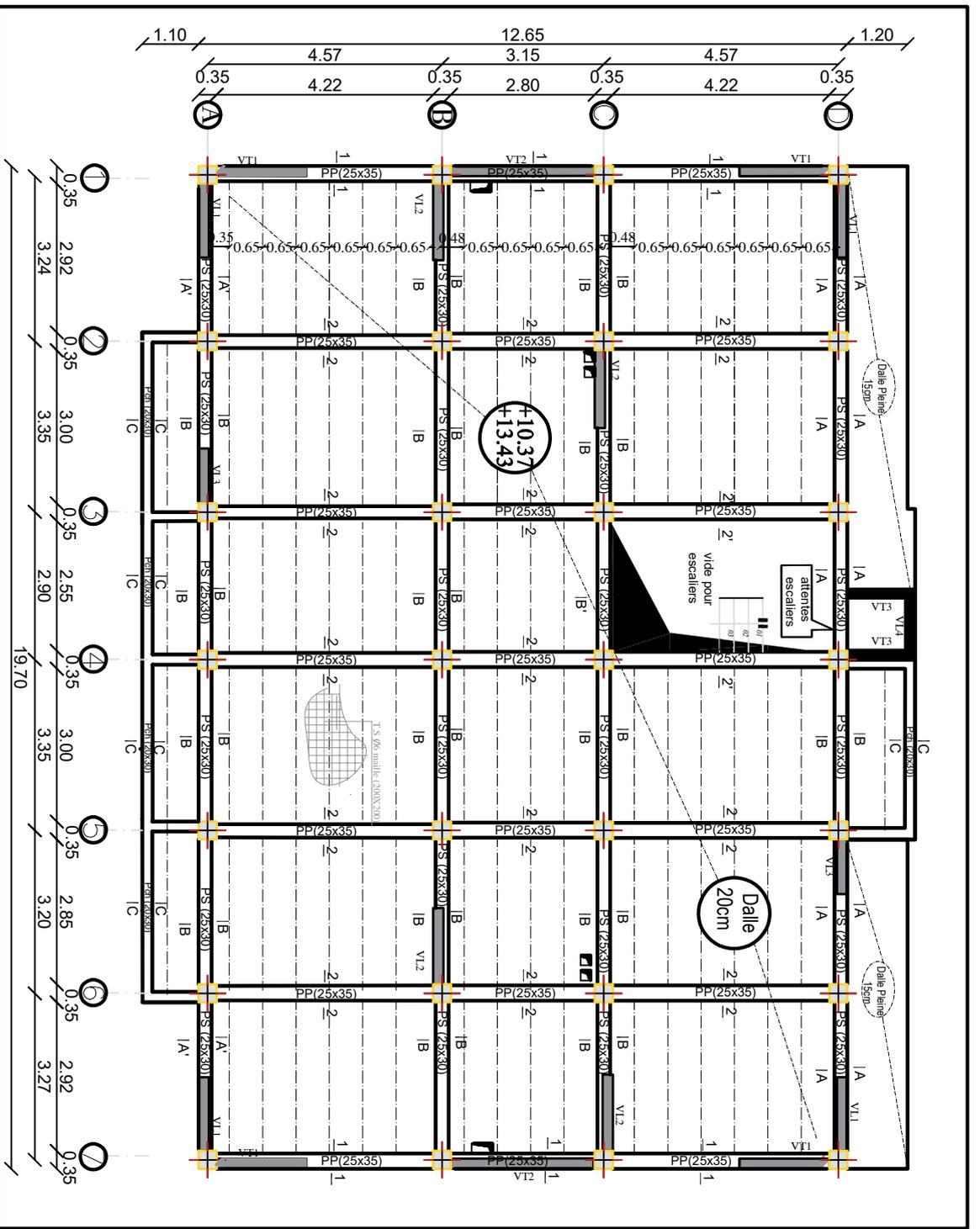
Zone: (II)

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +7.31 (2^{ème} ETAGE)

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

Etudié par : -M ^{elle} TALBI Nadia -M ^{elle} TEKKAL Chafica Dirigé par : -M ^r KHELLIL.N	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +7.31 (2^{ème} ETAGE)
	Echelle: 1/50 Plan N°: 04 Promotion: 2019



Zone: (IV)

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +19.55 ,+22.61,+25.67
 (6^{ème} ETAGE , 7^{ème} ETAGE ET TERRASSE)

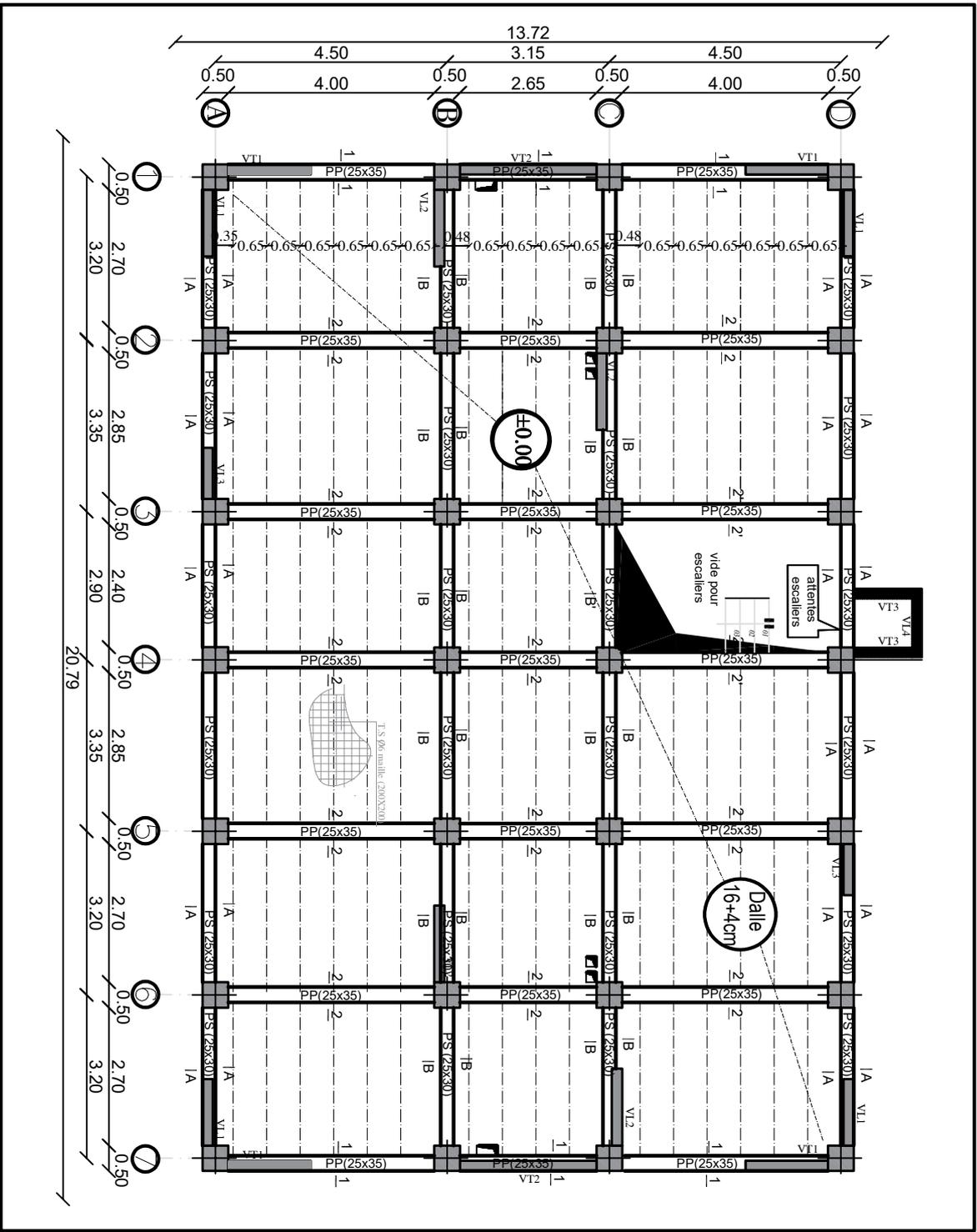
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{lle} TALBI Nadia
 -M^{lle} TEKKAL Chafica

Dirigé par :
 -M^r KHELLIL.N

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +19.55 ,+22.61,+25.67
 (6^{ème} ETAGE , 7^{ème} ETAGE ET TERRASSE)

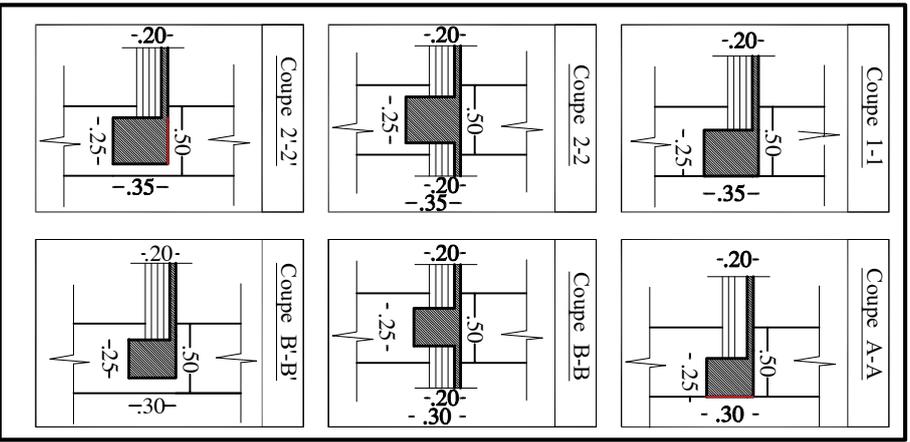
Echelle°: 1/50
 Plan N°: 07
 Promotion: 2019



Zone: (I)

- Poteaux: (50X50)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +0.00
REZ-DE-CHAUSSÉE



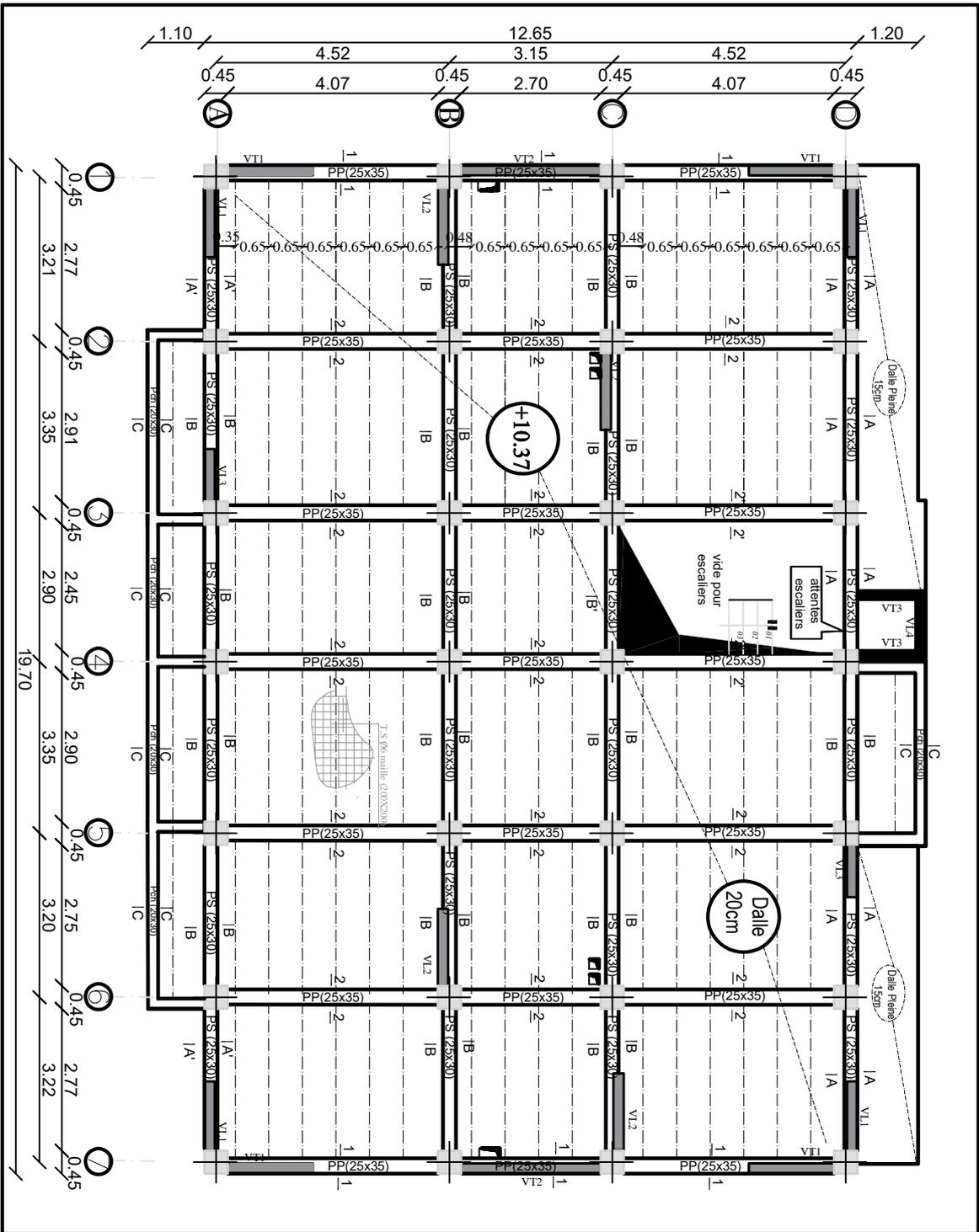
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -Melle TALBI Nadia
 -Melle TEKKAL Chaïfa

Dirigé par :
 -M^r KHELLIL.N

Titre :
PLAN DE COFFRAGE
 NIV +0.00
 REZ-DE-CHAUSSÉE

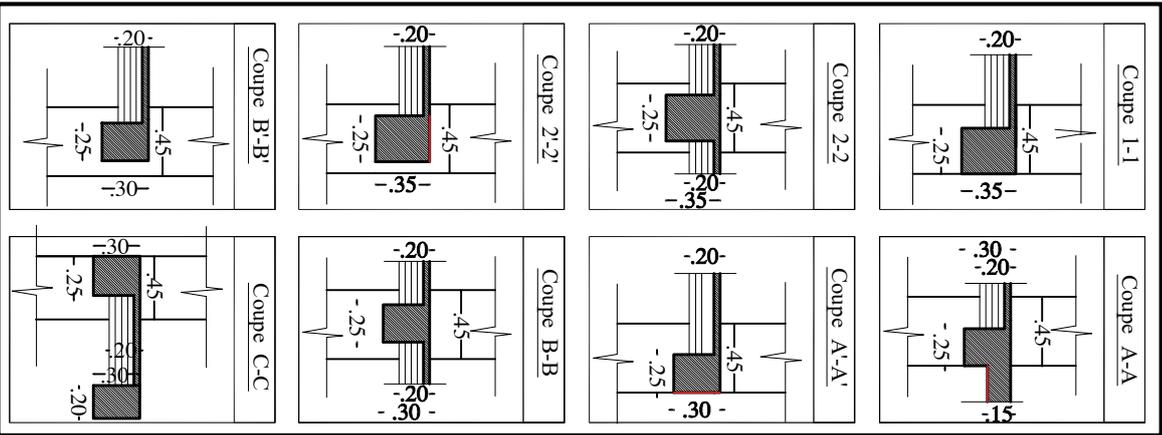
Echelle: 1/50
Plan N°: 02
Promotion: 2019



Zone: (II)

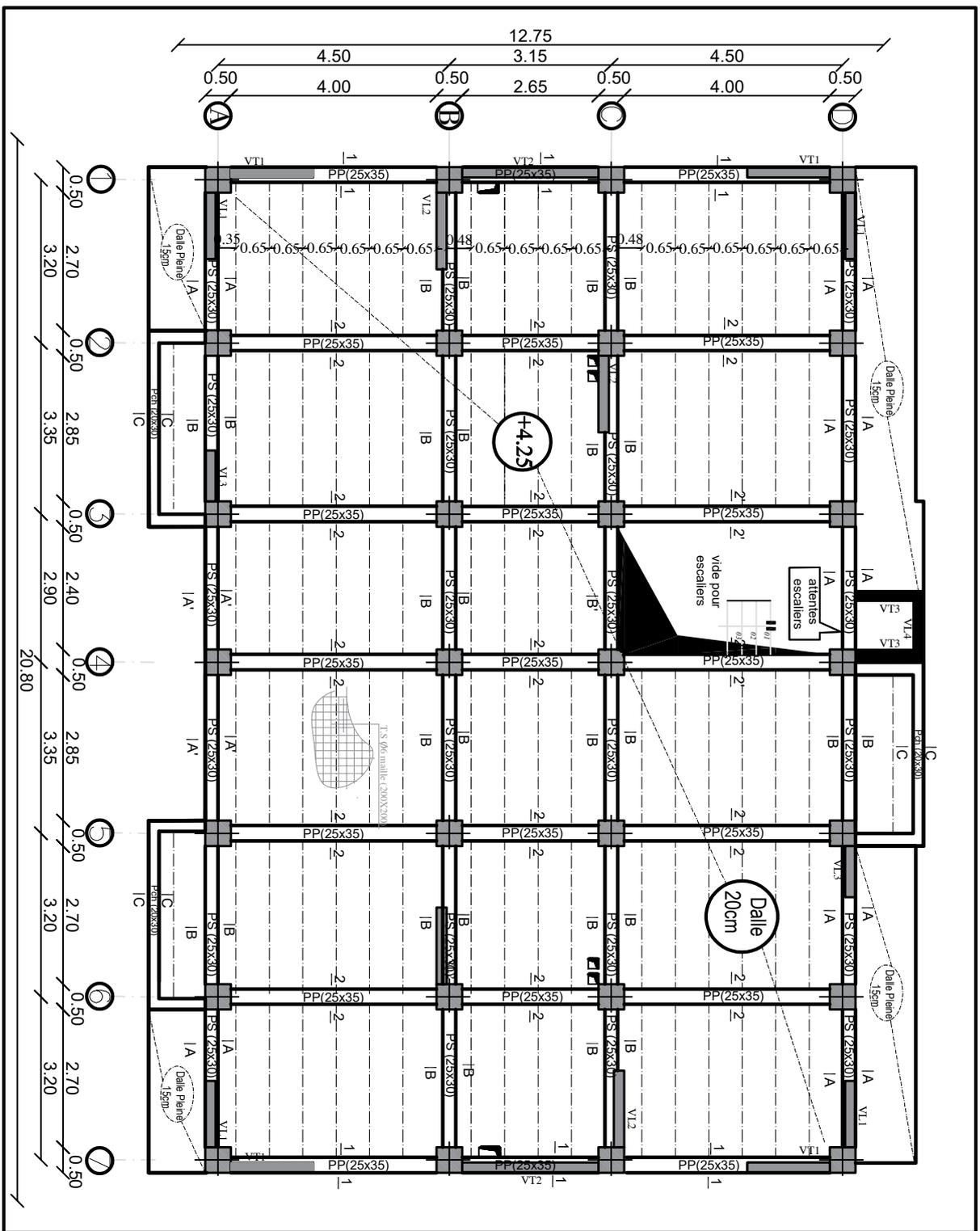
- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +10.37 (3^{ème} ETAGE)



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

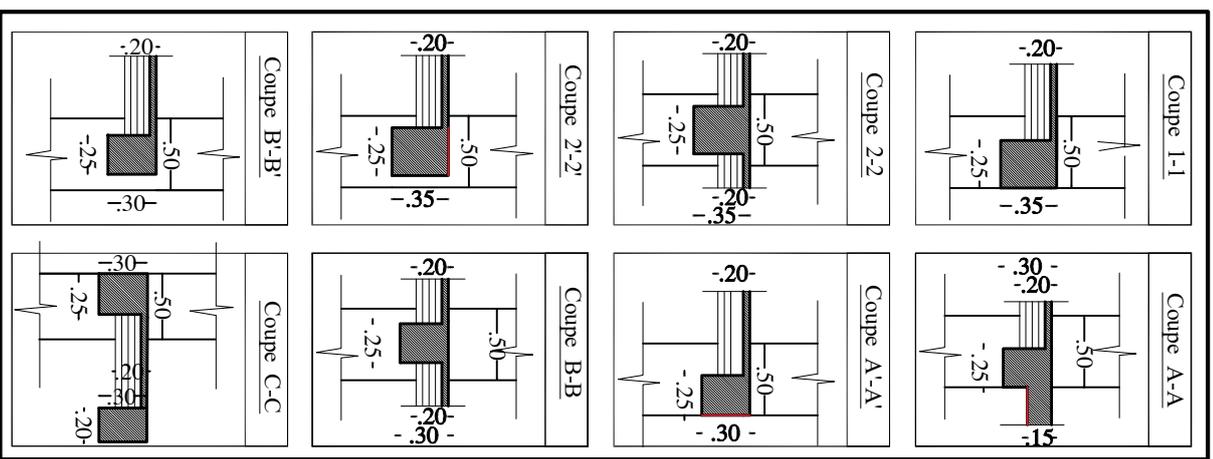
Etudié par : -Melle TALBI Nadia -Melle TEKKAL Chafaa	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +10.37 (3 ^{ème} ETAGE)
Dirigé par : -M ^r KHELLIL.N	Echelle: 1/50 Plan N°: 05 Promotion: 2019



Zone: (I)

- Poteaux: (50X50)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +4.25 (1^{er} ETAGE)



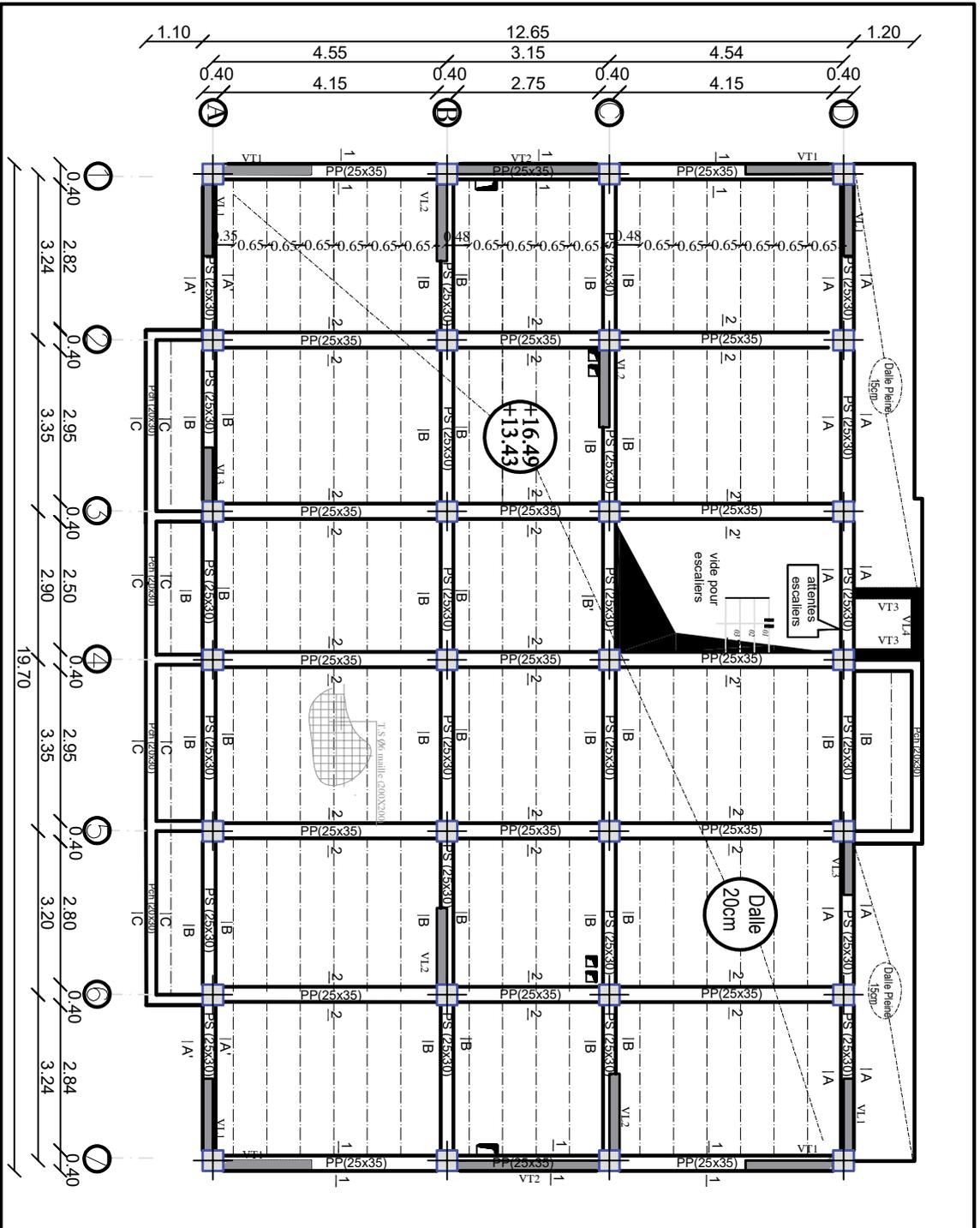
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} TALBI Nadia
-M^{elle} TEKKAL Chafaa

Titre :
PLAN DE COFFRAGE
NIV +4.25 (1^{er} ETAGE)

Dirigé par :
-M^r KHELLIL.N

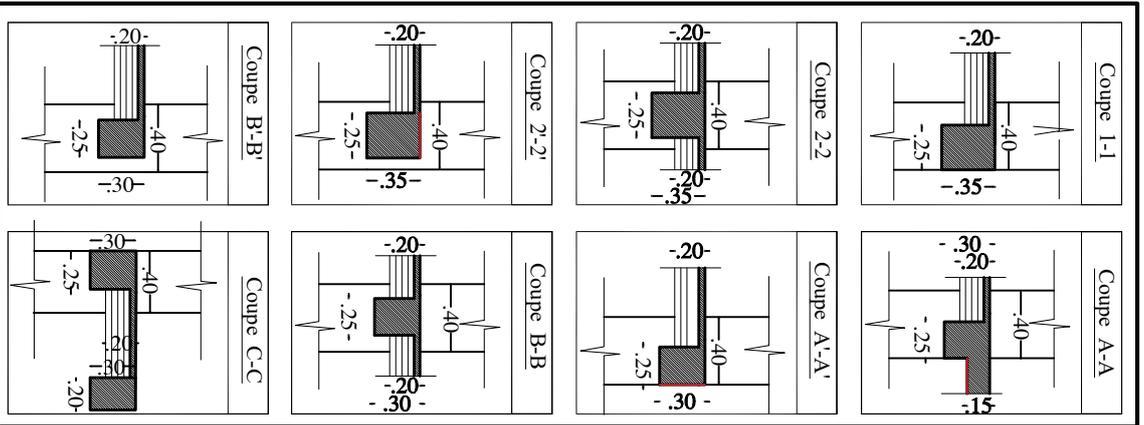
Echelle: 1/50
Plan N°: 03
Promotion: 2019



Zone: (III)

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales: (25X35)
- Poutres secondaires: (25X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +13.43, +16.49
 (4^{eme} ETAGE ET 5^{eme} ETAGE)



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

Entité par :
 - M^{elle} TALBI Nadia
 - M^{elle} TEKKAJ Chajfaca

Dirigé par :
 - M^r KHELLIL N

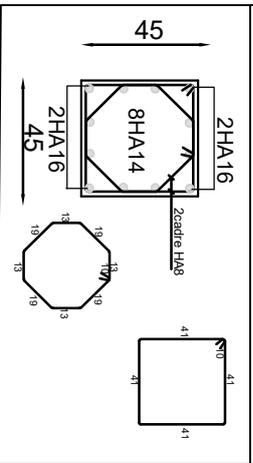
PLAN DE COFFRAGE
 NIV +13.43, +16.49
 (4^{eme} ETAGE ET 5^{eme} ETAGE)

Echelle: 1/50
 Plan N°: 06
 Promotion: 2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I), Zone (II)

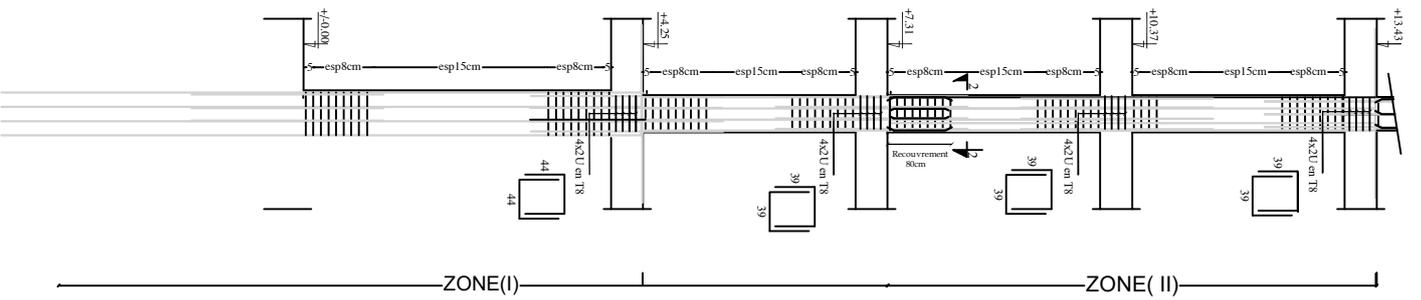
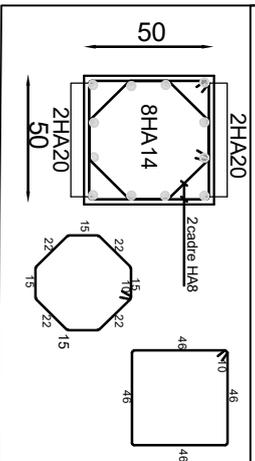
Coupe 2-2

ZONE (II) : Poteau 45x45 : 1er étage, 2ème et 3ème



Coupe 1-1

ZONE (I) : Poteau 50x50: sous-sol, RDC

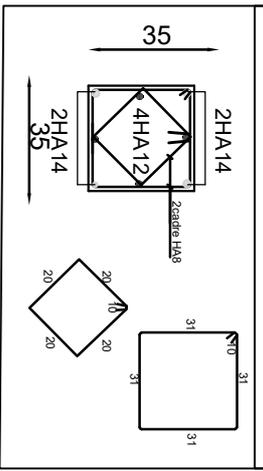


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Étudié par : -M ^{lle} TALBI Nadia -M ^{lle} TEKKAL Chafaa	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I), Zone (II)
Dirigé par : -M ^r KHELLIL N	Promotion : 2019
Echelle : 1/50 Plan N° : 10	

FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (III), Zone (IV)

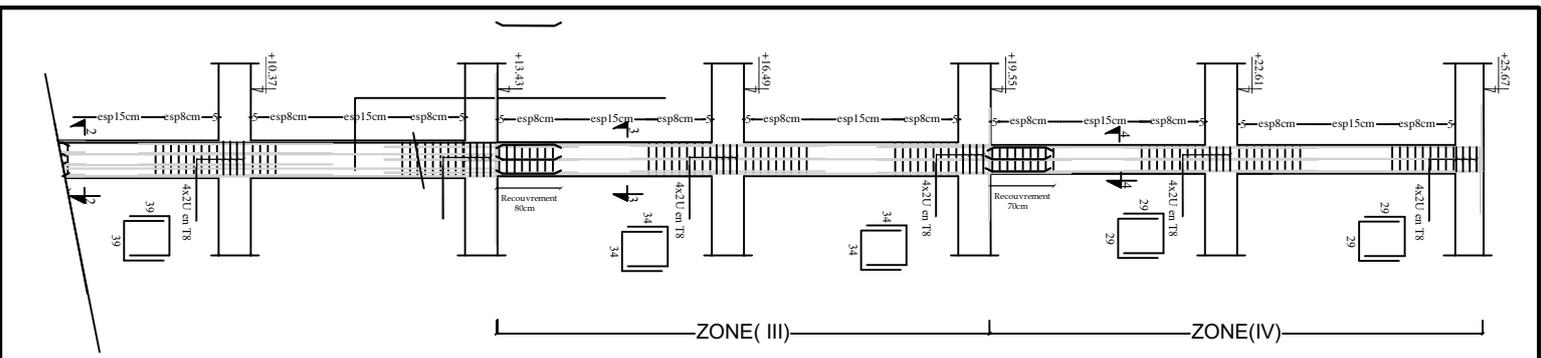
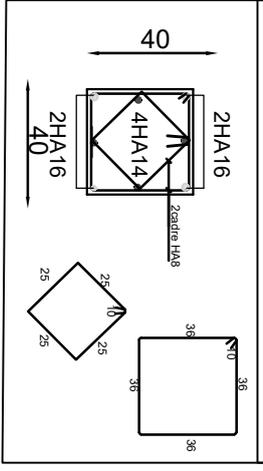
Coupe 4-4

ZONE(IV) : Poteau 35x35 : 6ème et 7ème étage



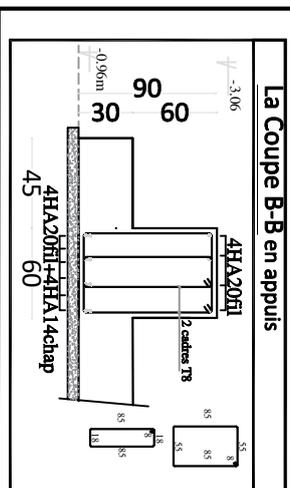
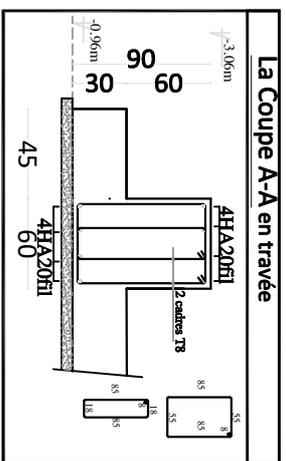
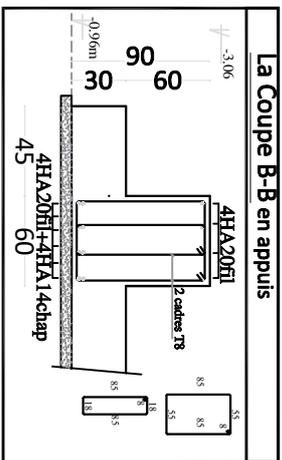
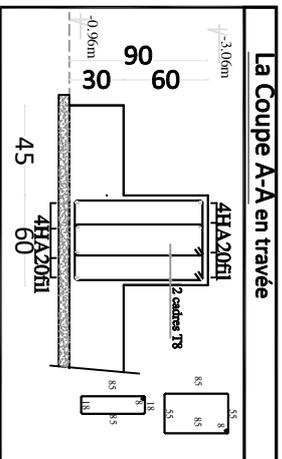
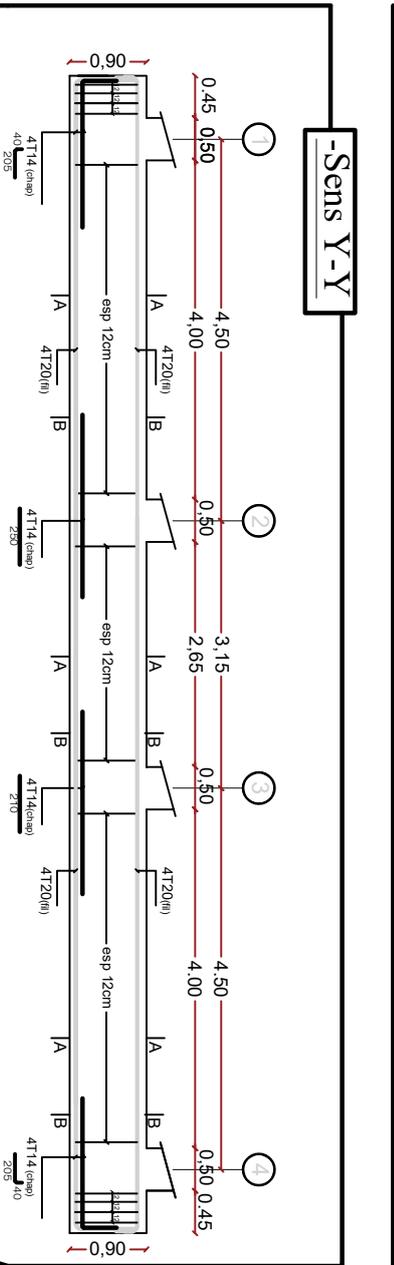
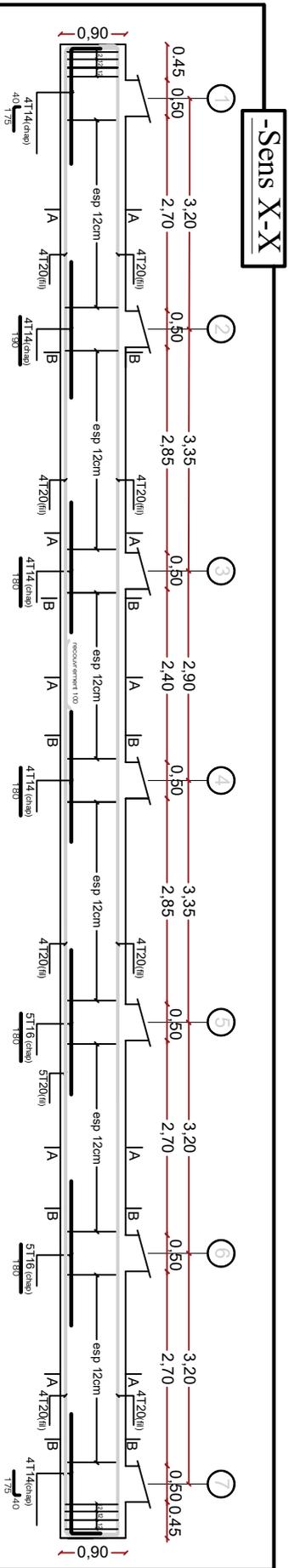
Coupe 3-3

ZONE(III) : Poteau 40x40 : 4ème et 5ème étage



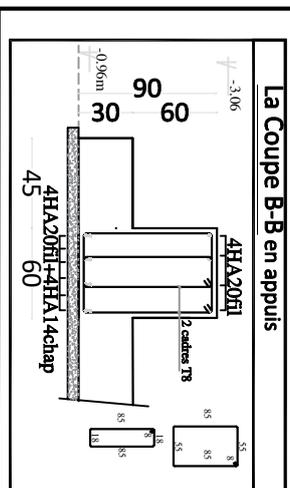
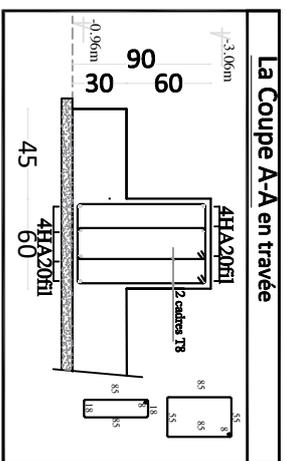
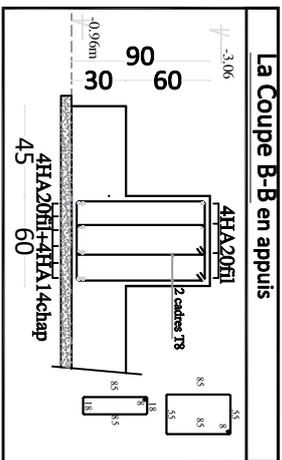
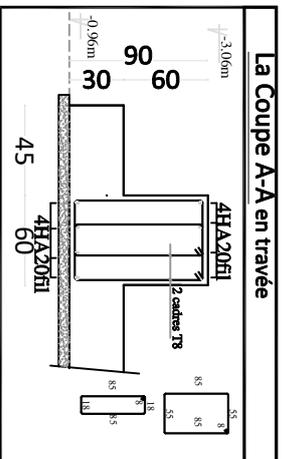
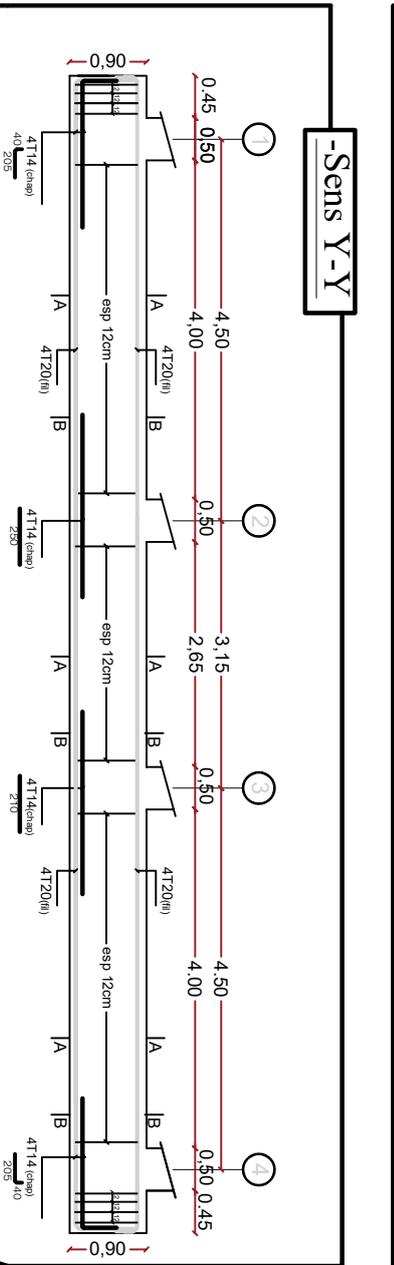
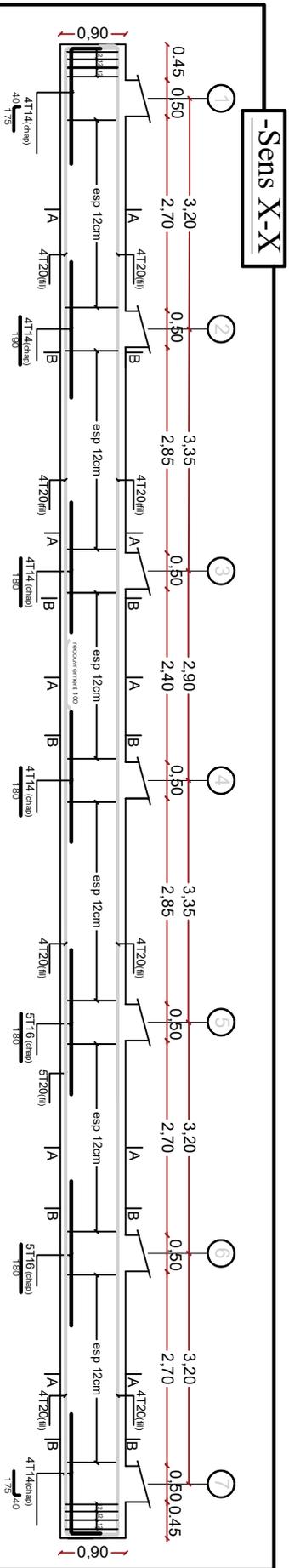
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	Echelle°: 1/50
-M ^{elle} TALBI Nadia	Plan N°: 11
M ^{elle} TEKKAL Chafaa	Promotion: 2019
Dirigé par :	
-M ^r KHELLIL.N	
FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (III), Zone (IV)	

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60X90) :



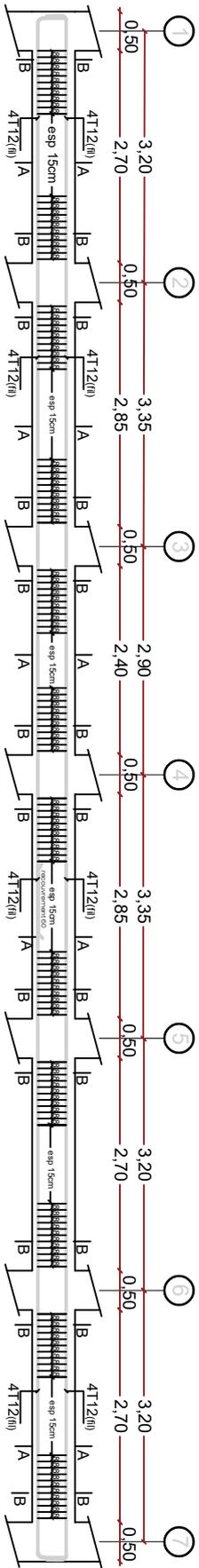
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	
-Nelle TALBI Nadia	
-Nelle TEKKAL Chaqfaa	
Dirigé par :	
-M ^r KHELLIL.N	
Titre :	
-ferrailage de la nervure	
Echelle: 1/50	
Plan N°: 08	
Promotion: 2019	

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60X90) :

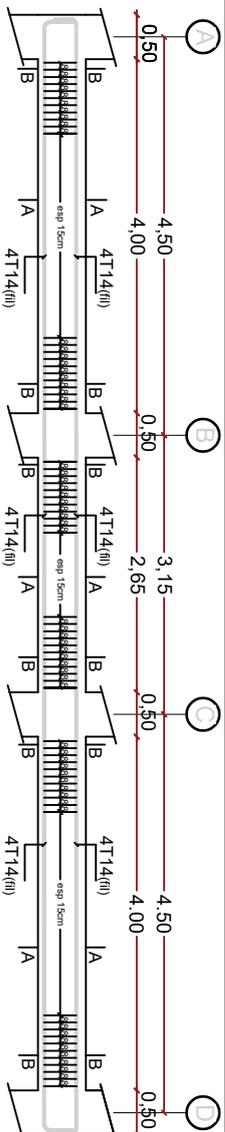


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	
-Nelle TALBI Nadia	
-Nelle TEKKAL Chaqfaa	
Dirigé par :	
-M ^r KHELLIL.N	
Titre :	
-ferrailage de la nervure	
Echelle°: 1/50	
Plan N°: 08	
Promotion:	
2019	

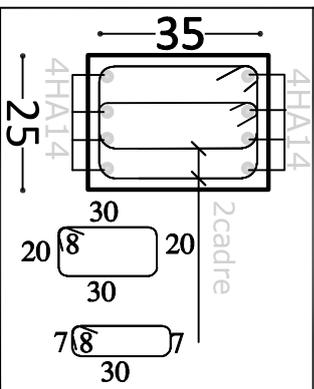
Ferrailage des poutres secondaires (25x30)cm² axe A,B,C,et D



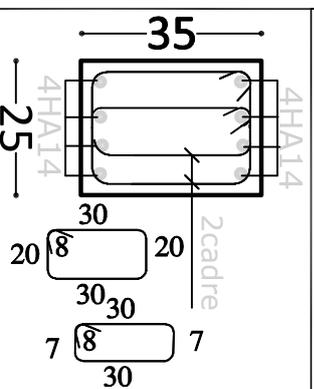
Ferrailage des poutres principales (25x35)cm² axe 1,2,3,4,5,6et7



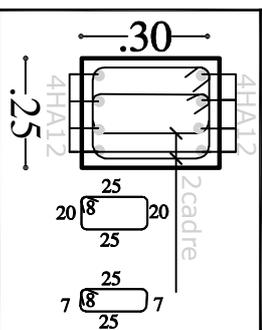
Coupe A-A



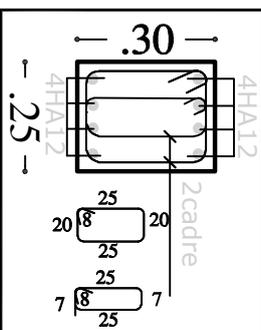
Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Elablié par :

-M^{lle} TALBI Nadia

-M^{lle} TEKKAL Chafaa

Dirigé par :

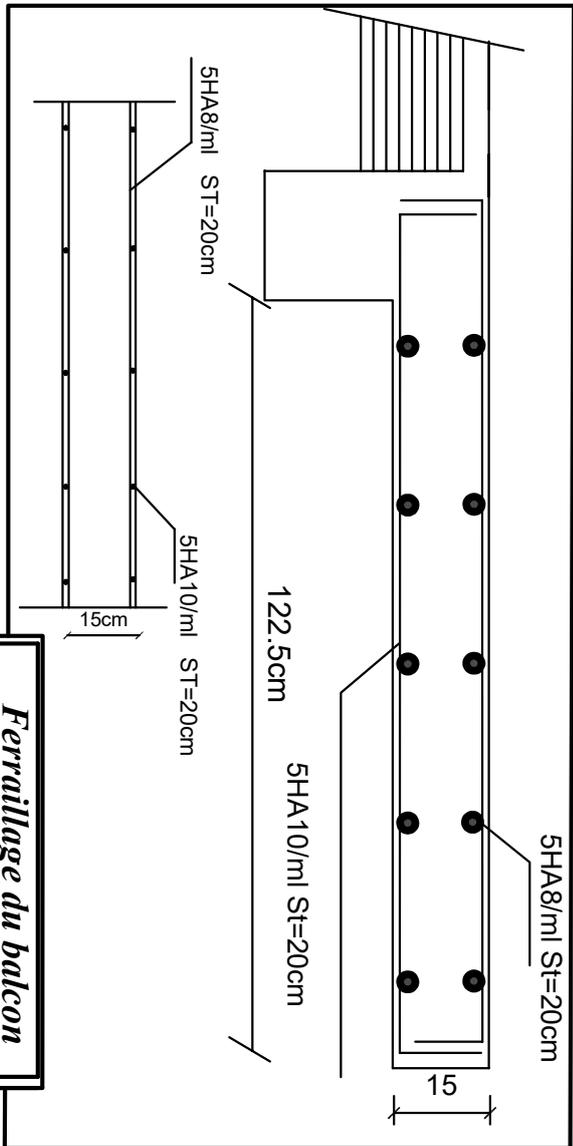
-M^r KHELLIL.N

Echelle: 1/50

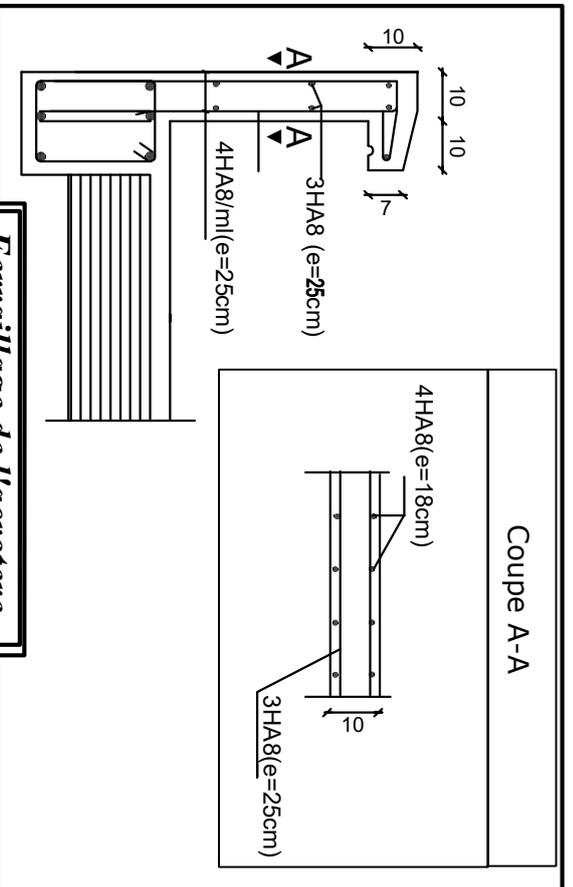
Plan N°: 10

Titre :
-Ferrailage de la nervure

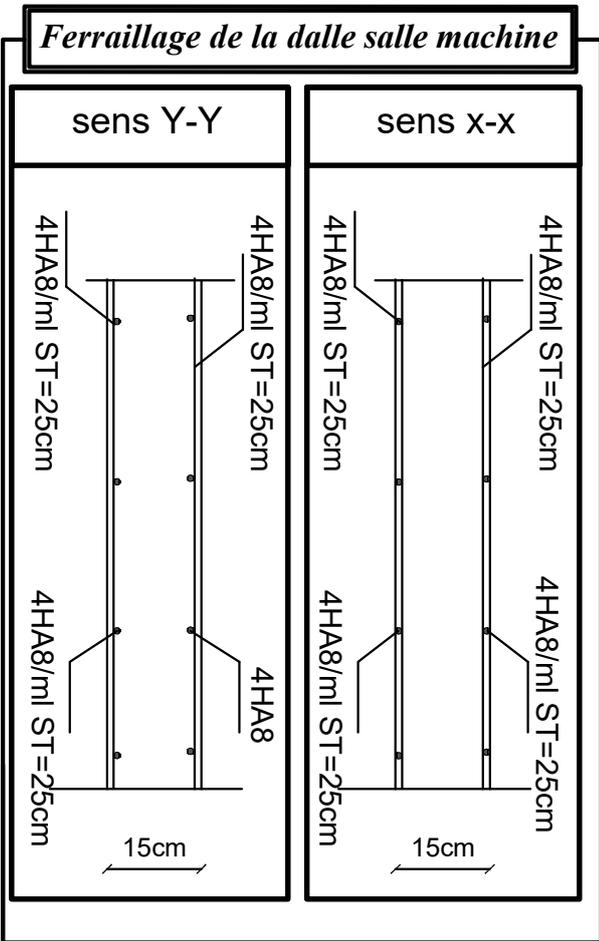
Promotion:
2019



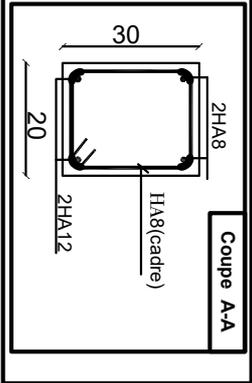
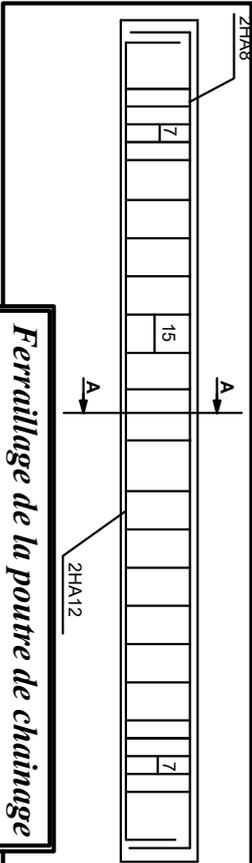
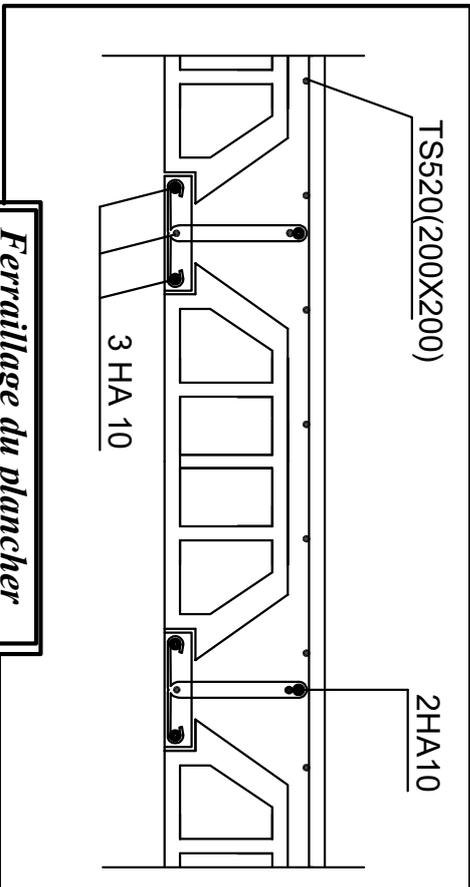
Ferrailage du balcon



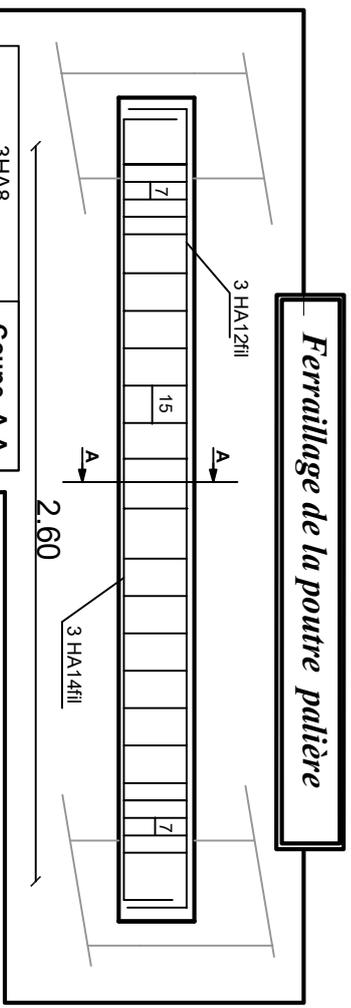
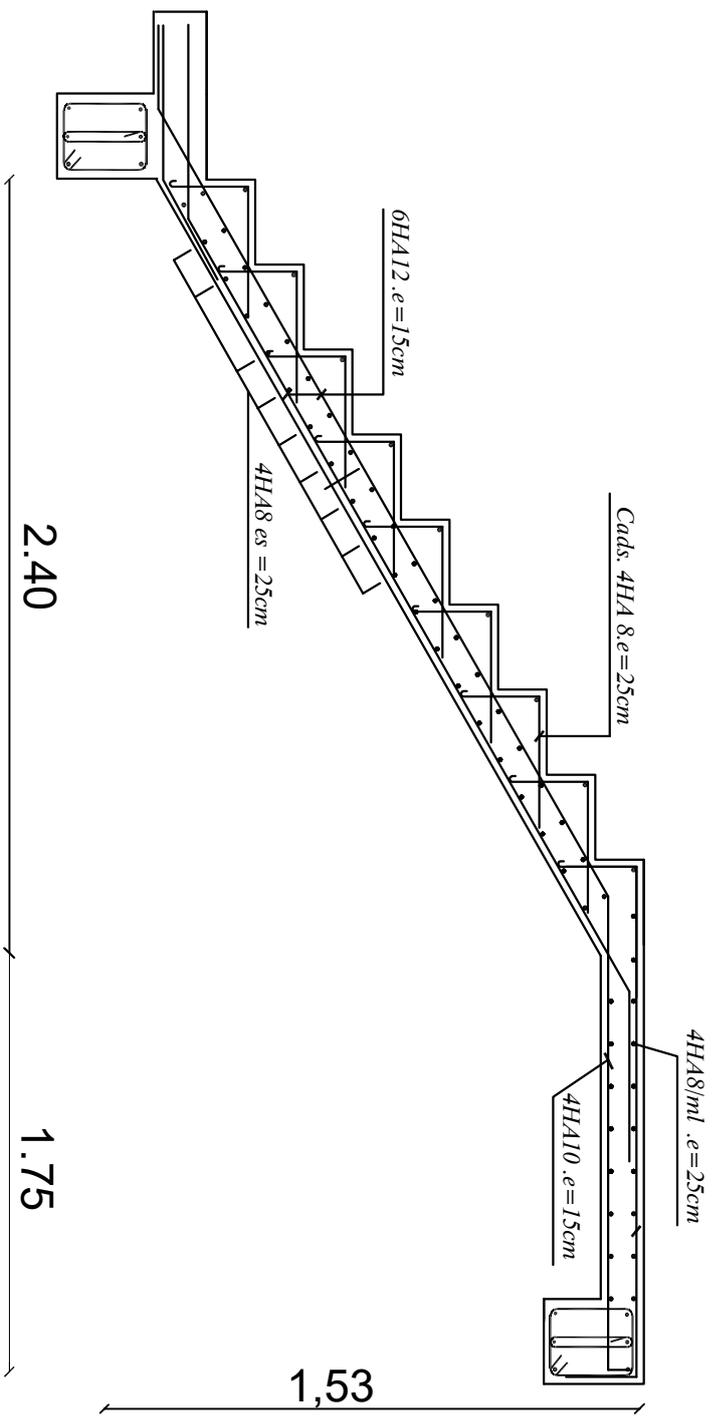
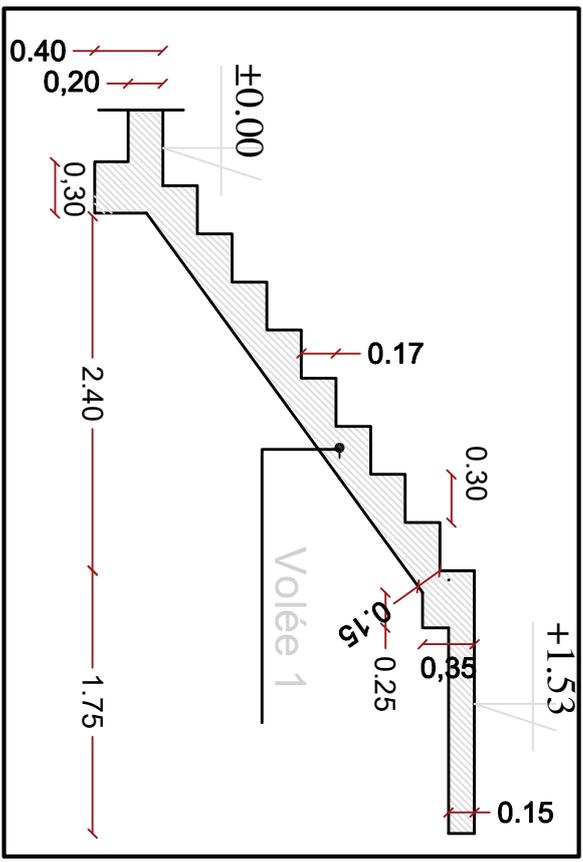
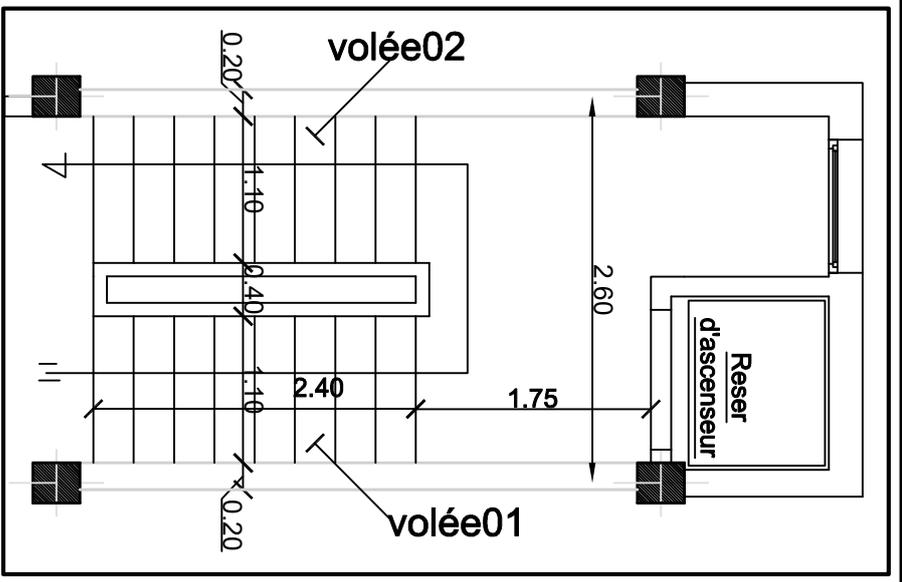
Ferrailage de l'acrotère



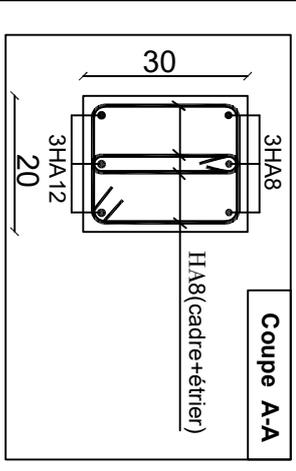
Ferrailage du plancher



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	Titre :
-M ^{elle} TALBI Nadia	-Ferrailage du balcon
-M ^{elle} TEKKAL Chafaa	-Ferrailage de l'acrotère
Dirigé par :	-Ferrailage du plancher
-M ^r KHELLIL N	-Ferrailage de la dalle salle machine
	-Ferrailage de la poutre de chaînage
	Echelle°: 1/25
	Plan N°: 13
	Promotion: 2019



Ferrailage de la poutre palière



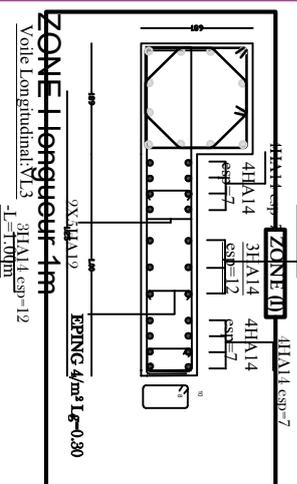
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M ^{lle} TALBI Nadia -M ^{lle} TEKKAL Chajfaa	Titre : Ferrailage de l'escalier
Dirigé par : -M ^r KHELLIL.N	Echelle: 1/25 Plan N°: 12 Promotion: 2019

ZONE I longueur 1m

Voile Longitudinal: VL3

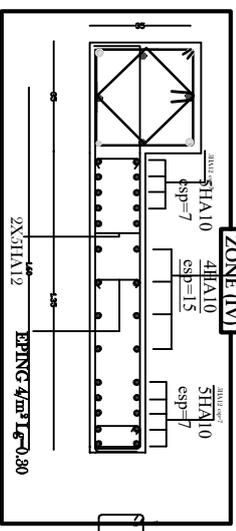
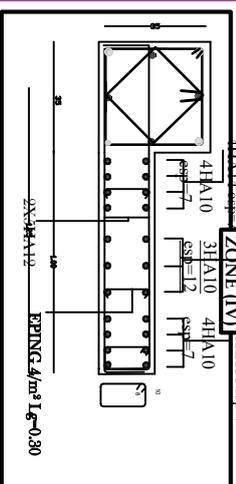
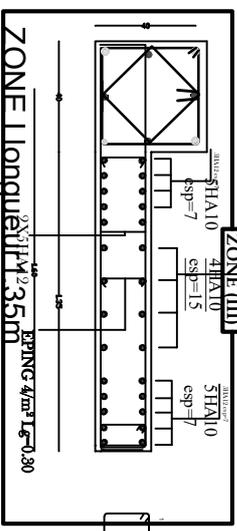
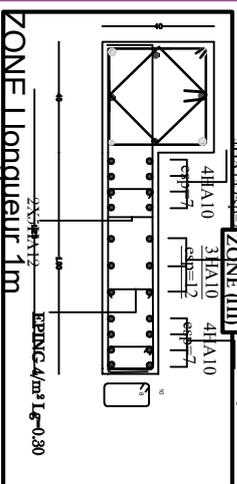
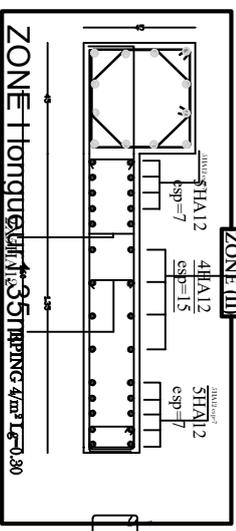
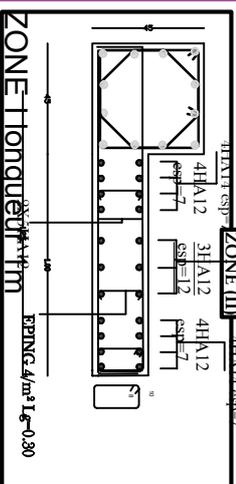
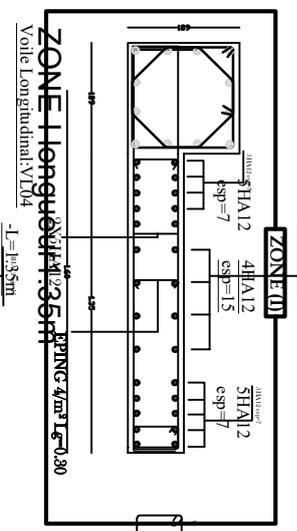
L=1,00m



ZONE I longueur 1.35m

Voile Longitudinal: VL04

L=1,35m



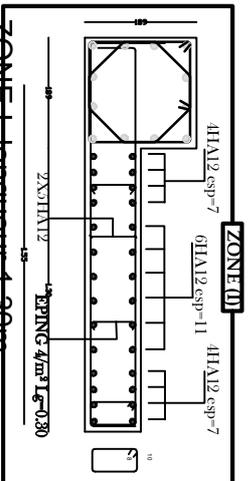
FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL : VL03, VL04

Pour les: Zone (I), Zone (III), Zone (III) et Zone (IV)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Établi par : -M ^{me} TALBI Naouia -M ^{me} TEKKAL Chafaa	Titre : FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL : VL03, VL04
Dirigé par : -M ^r KHELLIL N	Echelle: 1/50
	Plan N°: 16
	Promotion: 2019

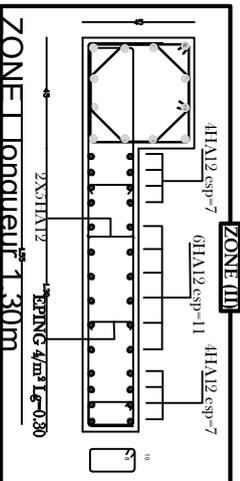
ZONE I longueur 1.30m

Voile Longitudinal: VL1/VT03
-L=1.30m



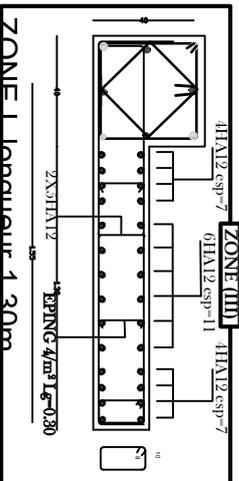
ZONE I longueur 1.30m

Voile Longitudinal: VL1/VT03
-L=1.30m



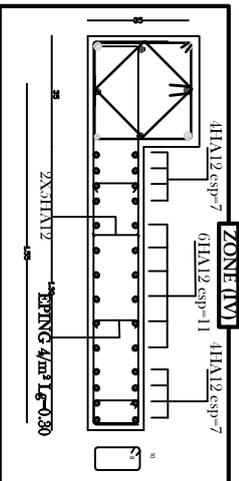
ZONE I longueur 1.30m

Voile Longitudinal: VL1/VT03
-L=1.30m

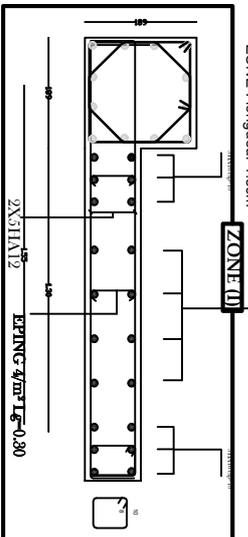


ZONE I longueur 1.30m

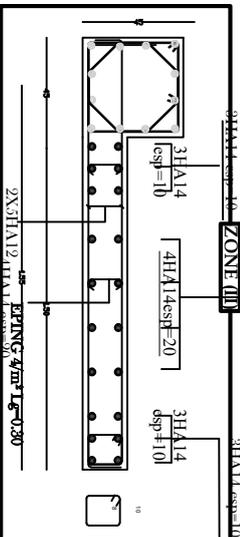
Voile Longitudinal: VL1/VT03
-L=1.30m



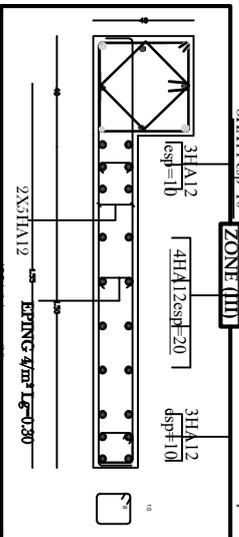
Voile Longitudinal: VL02
ZONE II longueur 1.50m
-L=1.50m



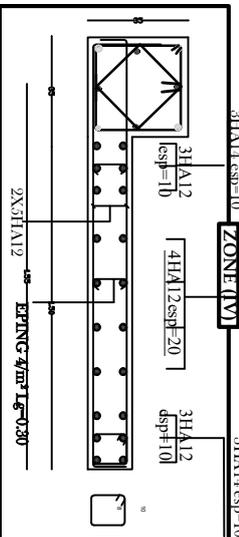
Voile Longitudinal: VL02
ZONE II L=1.50m
-L=1.50m



Voile Longitudinal: VL02
ZONE II L=1.50m
-L=1.50m



Voile Longitudinal: VL02
ZONE II L=1.50m
-L=1.50m



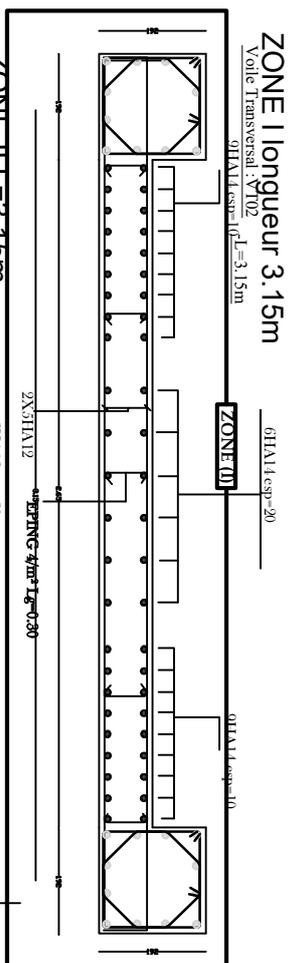
FERRAILLAGE DES VOILES
VT03, VL01, VL02

Pour les: Zone (I), Zone (II)
Zone (III) et Zone (IV)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Établi par : -Agéne TALEBI Naoula -Melle TEKKAAL Chafaa	Titre : FERRAILLAGE DES VOILES VT03, VL01, VL02
Dirigé par : -M ^r KHELLIL N	Echelle: 1/50 Plan N°: 17 Promotion: 2019

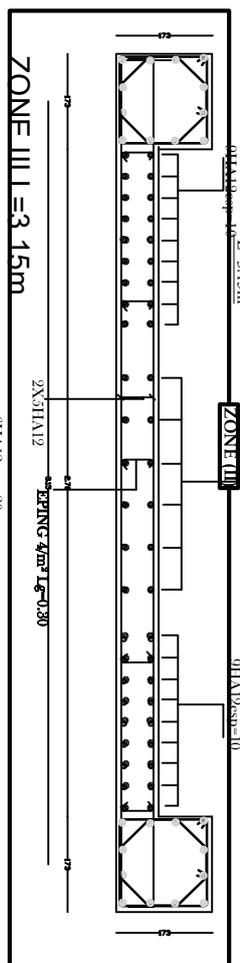
ZONE I longueur 3.15m

Voile Transversal : VT02
 9HA11 esp=10 L=3.15m



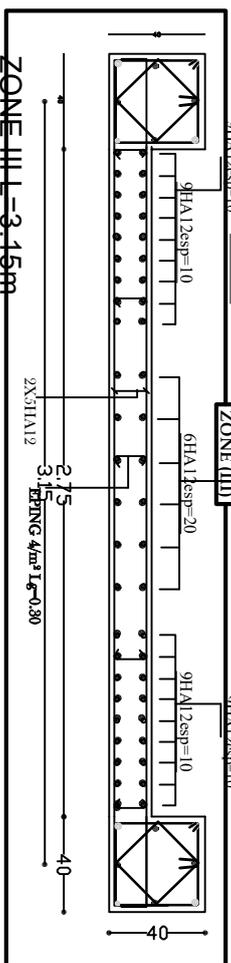
ZONE II L=3.15m

Voile Transversal : VT02
 L=3.15m



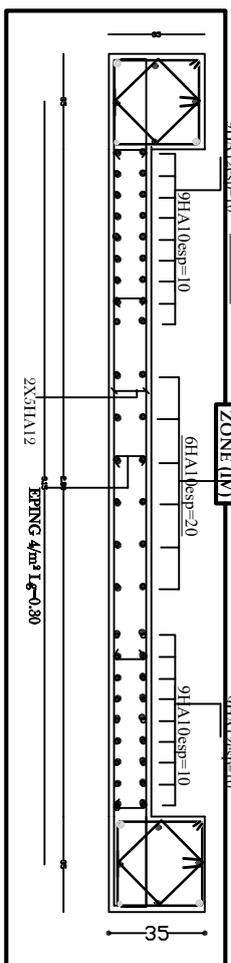
ZONE III L=3.15m

Voile Transversal : VT02
 L=3.15m



ZONE III L=3.15m

Voile Transversal : VT02
 L=3.15m



FERRAILLAGE DE VOILE TRANSVERSAL : VT02

Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III) et Zone (IV)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Encadé par :
 -M^{me} TALBI Nadia

M^{me} TEKKAL Chafaa

Dirigé par :
 -M^r KHELIL N

Titre :

FERRAILLAGE DE VOILE TRANSVERSAL : VT02

Echelle: 1/50

Plan N°: 14

Promotion: 2019

