

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+sous-sol) à usage
Commercial et habitation.
« Modélisée par ETABS ».*



Dirigé par :

Mme : R. SMAHI

Étudié par :

M^{elle} : BOUAYAD LIZA

M^{elle} : CHENAOUI Lydia

Promotion : 2020/2021



Remerciement

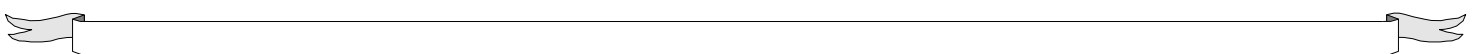
Toute notre reconnaissance et remerciement à Allah

Un très grand merci à

- ❖ *Nos parents qui nous ont suivis pendant nos études.*
- ❖ *Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail, en particulier notre encadreur : madame SMAHI qui, nous tenons en premier lieu de la remercier pour ses orientations, ses aides et précieux conseils.*
- ❖ *A tous nos amis et à ceux avec qui nous avons partagés les bons moments.*

Nos remerciements s'adressent aussi à ceux de :

- ❖ *Faculté du génie de la construction.*
- ❖ *Département de génie civil.*



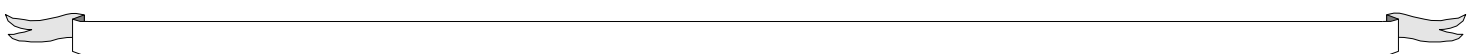


Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A la mémoire de ma maman*
- ❖ *Mon chère Papa*
- ❖ *Mes très chères sœurs : Sabrina et Roza*
- ❖ *Mes frères : Sofiane et Yacine*
- ❖ *Mes nièces et neveux*

Liza
Liza



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *La mémoire de mon père « Rachid » que le seigneur le garde dans son vaste paradis*
- ❖ *Ma chère mère « Djamila » qui à été toujours à mes cotées*
- ❖ *Mon mari « Samir » qui ma toujours encouragé à aller de l'avant*
- ❖ *Mes frères : « Ghani » et « Aghiles »*
- ❖ *Ma sœur : « Samira » et sa famille*
- ❖ *Ma binôme « Liza » et toutes famille*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire*

Lydia
Lydia

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	
I-1 Introduction	2
I-2 Description de l'ouvrage.....	2
I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I-4 Les éléments de l'ouvrage	3
I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II-1 Introduction	19
II-2 Les planchers	19
II-3 Les poutres	22
II-4 Les voiles.....	24
II-5 les poteaux	26
Chapitre III : Calcul des éléments	
III- 1 Introduction.....	39
III-2 Etude de l'acrotère	39
III-3 Les planchers.....	47
III-4 Les balcons.....	77
III-5 La salle machine.....	84
III-6 Etude des escaliers	94
III-7 La poutre palière	132
III-8 Etude de la poutre de chaînage	142
Chapitre IV : Modélisation de la structure	
IV-1 Introduction	153
IV-2 Description de l'ETABS	153
IV-3 Les étapes de modélisation	153
Chapitre V : Vérification des conditions du RPA99	
V-1 Introduction	175
V-2 Méthode de calcul	175
V-3 Condition d'application de la méthode statique équivalente	175
V-4 Vérification des conditions du RPA.....	176

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

VI-1 Introduction.....	191
VI-2 Ferrailage des poteaux	191
VI-3 Ferrailage des poutres	207
VI-4 Ferrailage des voiles	220

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-1 Introduction	233
VII-2 Choix du type de fondation	233
VII-3 Origines des accidents pouvant survenir aux fondations	234
VII-4 Dimensionnement.....	235
VII-5 Calcul du radier général.....	238
VII-6 Ferrailage du radier	246

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

VIII-1 Introduction.....	263
VIII-2 Caractéristiques du sol	263
VIII-3 Contraintes de sollicitations	263
VIII-4 Méthode de calcul	265
VIII-5 Ferrailage	267
VIII-6 Recommandation du RPA.....	267
Conclusion générale.....	270

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Tableau I-1 : Coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action

Tableau I-2 : Coefficient θ en fonction de la durée T d'application des actions

Tableau I-4: Limites d'élasticité des aciers utilisés

Tableau I-3 : Caractéristiques des aciers

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : charges permanentes de la terrasse accessible

Tableau II-2 : charges permanentes de l'étage courant

Tableau II-3 : charges permanentes des balcons

Tableau II-4 : charges permanentes des murs intérieurs

Tableau II-5 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

Tableau II-6 : section des poteaux

Tableau II-7 : vérification du flambement des poteaux

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III-1 : Caractéristiques des éléments de revêtements

Tableau III-2 : Caractéristiques des éléments du garde du corps

Tableau III-3 : Charge et surcharge revenant au palier de l'étage courant

Tableau III-4 : Charge et surcharge revenant à la paillasse de l'étage courant

Tableau III-5 : Charge et surcharge revenant à la paillasse du RDC

Tableau III-7 : Charge et surcharge revenant à la paillasse du sous-sol

Tableau III-6 : Charge et surcharge revenant au palier du sous-sol

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA99

Tableau V-1 : Mode de vibration et participation massique

Tableau V-2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Tableau V-3 : Justifications vis-à-vis de l'effet- Δ

Tableau V-5 : Excentricité de chaque étage suivant le sens Y-Y

Tableau V-4 : Excentricité de chaque étage suivant le sens X-X

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

Tableau VI-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau VI-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Tableau VI-3 : Calcul des armatures pour les poteaux

Tableau VI-4 : Quantité minimale d'armatures transversales

Tableau VI-5 : Vérification au cisaillement

Tableau VI-6 : Vérification des contraintes

Tableau VI-7 : Section des armatures longitudinales

Tableau VI-8 : calcul des armatures pour les poutres principales

Tableau VI-9 : calcul des armatures pour les poutres secondaires

Tableau VI-10 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau VI-11 : Tableau des efforts normaux

Tableau VI-12 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL1)

Tableau VI-13 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL2)

Tableau VI-14 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII-1 : Résultante des charges sous poteaux

Tableau VII-2 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

Tableau VII-3 : vérification de la section minimale

Tableau VII-4 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Tableau VII-5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Tableau VII-6 : Les efforts internes dans la nervure

Tableau VII-7 : le ferrailage adopté pour la nervure

Tableau VII-8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur de soutènement

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure I-1 : Les murs intérieurs et extérieurs

Figure I-2 : Principaux termes relatifs à un escalier

Figure I-3 : Vue d'une console

Figure I-4 : Vue d'un acrotère

Figure I-5 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Figure I-6 : Evolution de la résistance f_{tj} en fonction de l'âge du béton

Figure I-7 : Diagramme contraintes, déformation à l'ELU

Figure I-8 : Diagramme contraintes- déformations à l'ELS

Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Figure II-2: Dimensions d'une poutre

Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

Figure II-4 : Coupe de voile en plan

Figure II-5 : surface d'influence du poteau B6

Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse accessible

Figure II-7 : plancher étage courant

Figure II-7 : Descente des charges des balcons

Figure II-9 : Coupe transversale du mur extérieur

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes

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

Figure III-4 : Ferrailage de l'acrotère

Figure III-5 : coupe verticale d'un plancher corps creux

Figure III-6 : schéma statique du treillis soudé

Figure III-7 : caractéristique géométrique de la section en T

Figure III-8 : une poutrelle

Figure III-9 : schémas statiques de la poutrelle

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

Figure III-11 : Schéma statique de calcul du 1er type de poutrelles

Figure III-12 : Diagramme des moments

Figure III-13 : Schéma ferrailage du plancher en corps creux

Figure III-14 : Plan de ferrailage de poutrelle

Figure III-15 : Schéma statique du balcon
Figure III-16 : Section transversale de la dalle
Figure III-17 : Schéma ferrailage du balcon
Figure III-18 : Schéma ascenseur
Figure III-19 : schéma de la salle machine
Figure III-20 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU
Figure III-21 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU
Figure III-22 : Schéma de ferrailage de la salle machine
Figure III-23 : schéma de l'escalier
Figure III-24 : schéma statique de la volée de l'étage courant
Figure III-25 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-26 : schéma statique du chargement a l'ELS
Figure III-27 : schéma statique du chargement a l'ELS
Figure III-28 : schéma statique du chargement a l'ELS
Figure III-29 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-30 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-31 : schéma statique du chargement a l'ELS
Figure III-32 : schéma statique du chargement a l'ELS
Figure III-33 : schéma statique de la volée du sous-sol
Figure III-34 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-35 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-36 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-37 : schéma statique du chargement a l'ELU
Figure III-38 : Schéma statique de ferrailage
Figure III-40 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU
Figure III-41 : Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant
Figure III-42 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS
Figure III-43 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant
Figure III-44 : Ferrailage de la poutre palière
Figure III-45: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU
Figure III-46 : Diagramme des efforts internes à l'ELU
Figure III-47 : Diagramme des efforts internes à l'ELS
Figure III-48 : Ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV.1 : Interface du logiciel
Figure IV-2 : générer un nouveau model
Figure IV-3 : Introduction de la géométrie de base
Figure IV-4 : Les lignes de constructions
Figure IV-5 : Introduction des étages

Figure IV-6 : Affichage en plan 3D
Figure IV-7 : Caractéristique du béton
Figure IV-8 : propriétés mécaniques des matériaux
Figure IV-9 : Définition des poutres
Figure IV-10 : Définition des dalles planes
Figure IV-11 : Définition des poteaux
Figure IV-12 : Définition des voiles
Figure IV-13 : Définition des balcons
Figure IV-14 : Dessiner les poutres
Figure IV-15 : Dessiner les poteaux
Figure IV-15 : Dessiner des planchers
Figure IV-16 : Dessiner des voiles
Figure IV-18 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage
Figure IV-19 : Définition du poids propre
Figure IV-20 : Définition de la masse sismique
Figure IV-21 : Définition du spectre de calcul du RPA
Figure IV-22 : Introduction du spectre de calcul du RPA
Figure IV-23 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales
Figure IV-24 : La méthode du chargement
Figure IV-25 : Introduction des combinaisons d'actions
Figure IV-26 : Encastrement des appuis
Figure IV-27 : Introduction des diaphragmes
Figure IV-28 : Lancement d'analyses
Figure IV-29 : Visualisation des déglacements
Figure IV-30 : Résultats d'analyses

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA99

Figure V-1 : Affichage des informations modales
Figure V-2 : Extraction de la période de la structure
Figure V-3 : Effort tranchant à la base donnée par ETABS
Figure V-4 : Méthode d'affichage des déplacements sur le logiciel ETABS
Figure V-5 : Excentricité données par le logiciel ETABS

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

FIGURE VI-1 : zone nodale dans le poteau
Figure VI-2 : Ferrailage Poteau 40x40
Figure VI-3 : Ferrailage Poteau 35x35
Figure VI-4 : Ferrailage Poteau 30x30
Figure VI-5 : Disposition des armatures SSA
Figure VI-6 : Disposition des armatures SDA
Figure VI-8 : Ferrailage en travée d'une poutre principale
Figure VI-9 : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale

Figure VI-10 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire

Figure VI-11: Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire

Figure VI-12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII-1 : Dimensionnement d'une fondation

Figure VII-2 : Diagramme des contraintes sous le radier

Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Figure VII-4: panneau le plus sollicité

Figure VII-5 : Schéma statique du débord

Figure VII-6 : présentation des chargements

Figure VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure VII-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure VII-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

Figure VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

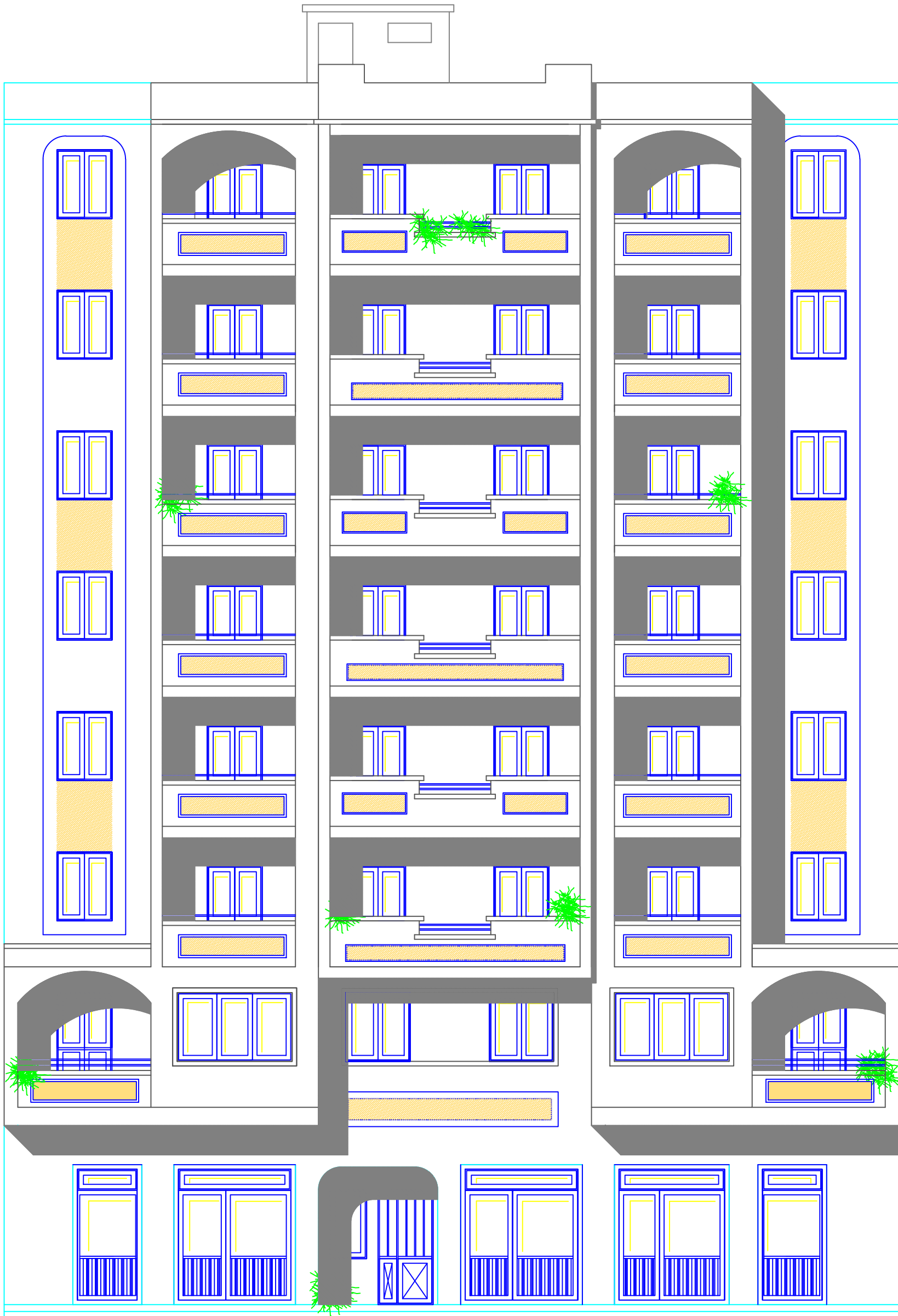
Figure VII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure VII-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

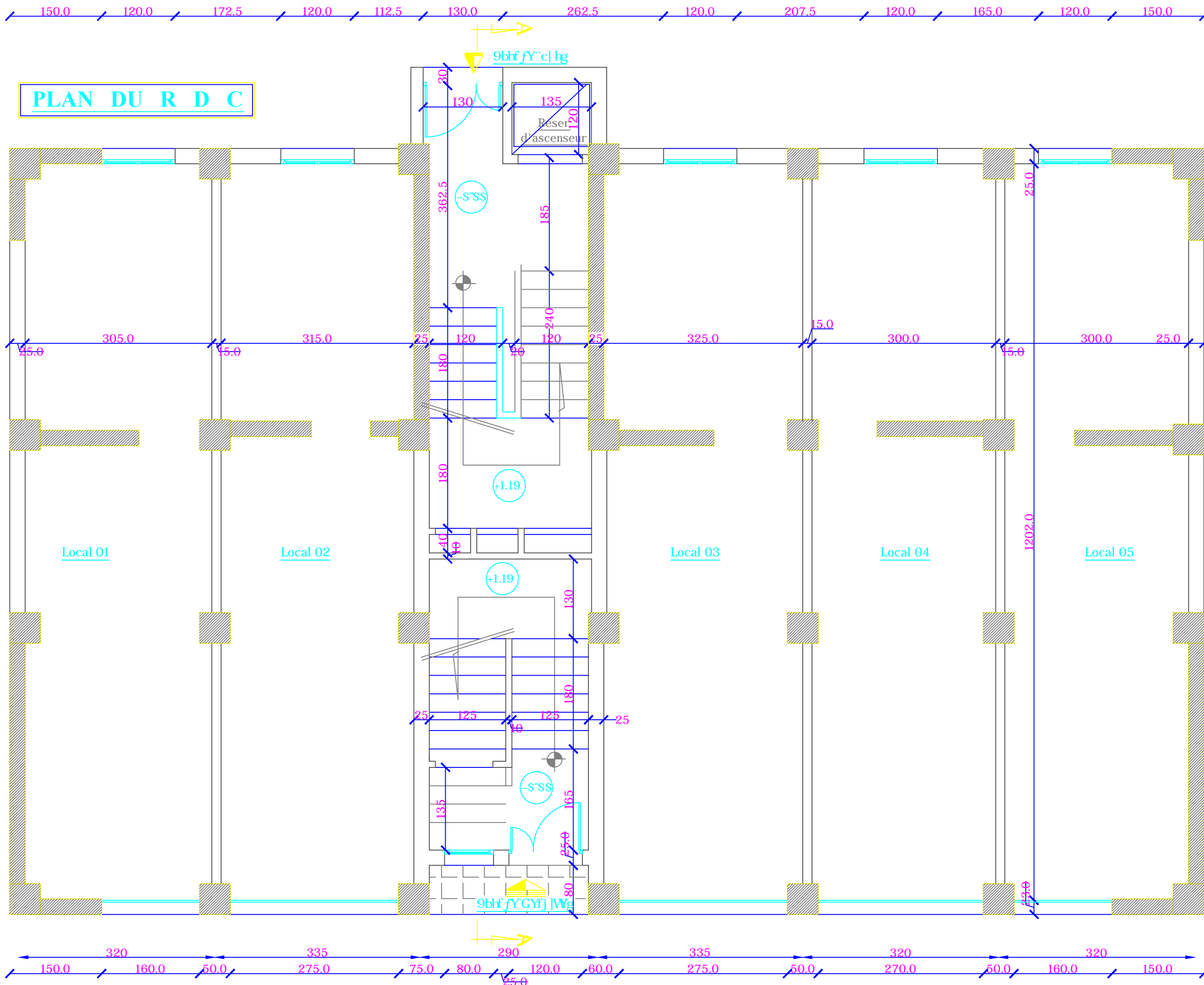
Chapitre VIII : Etude du mur plaque

Figure VIII-1 : Schéma statique du mur plaque

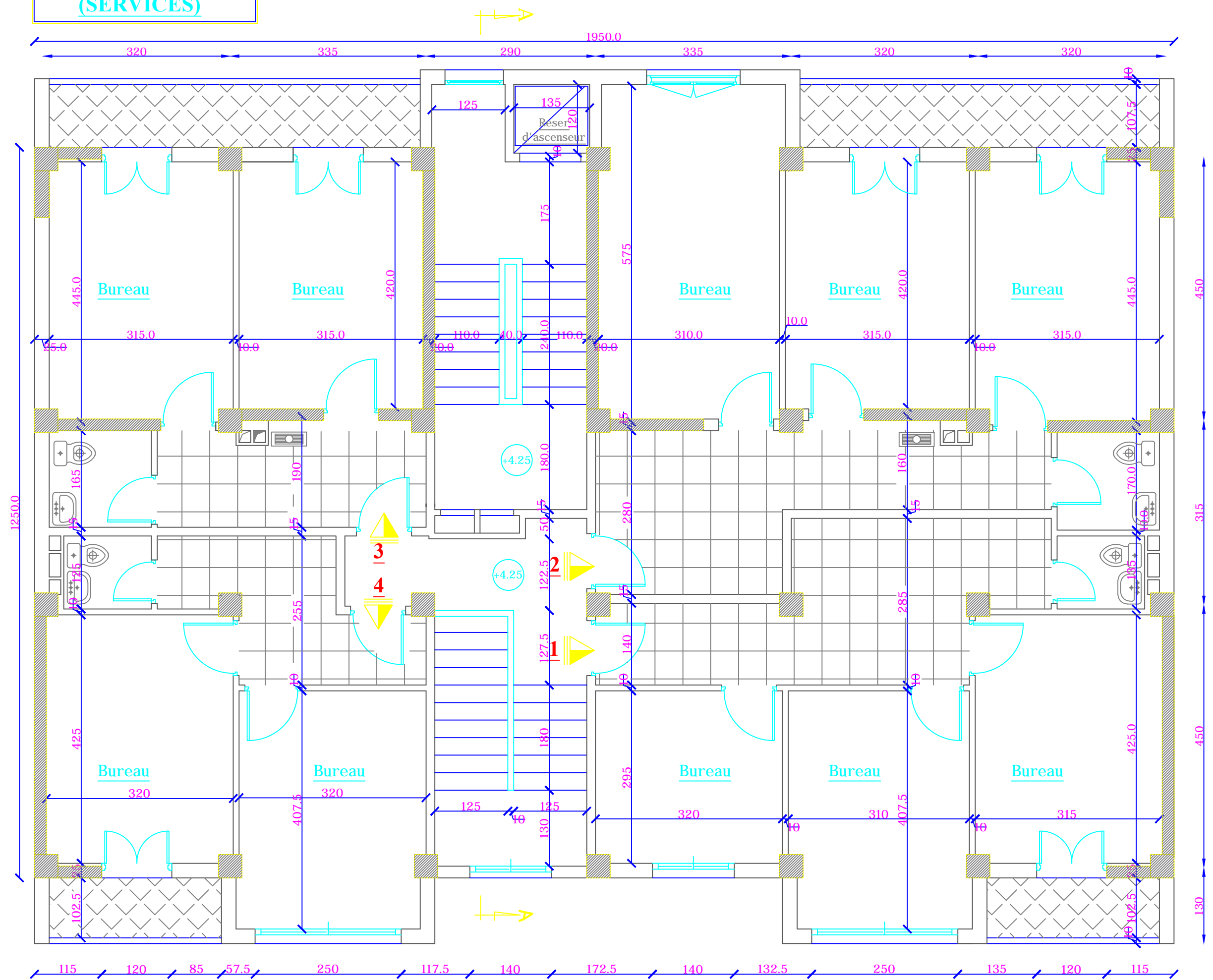
Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes



FACADE PRINCIPALE

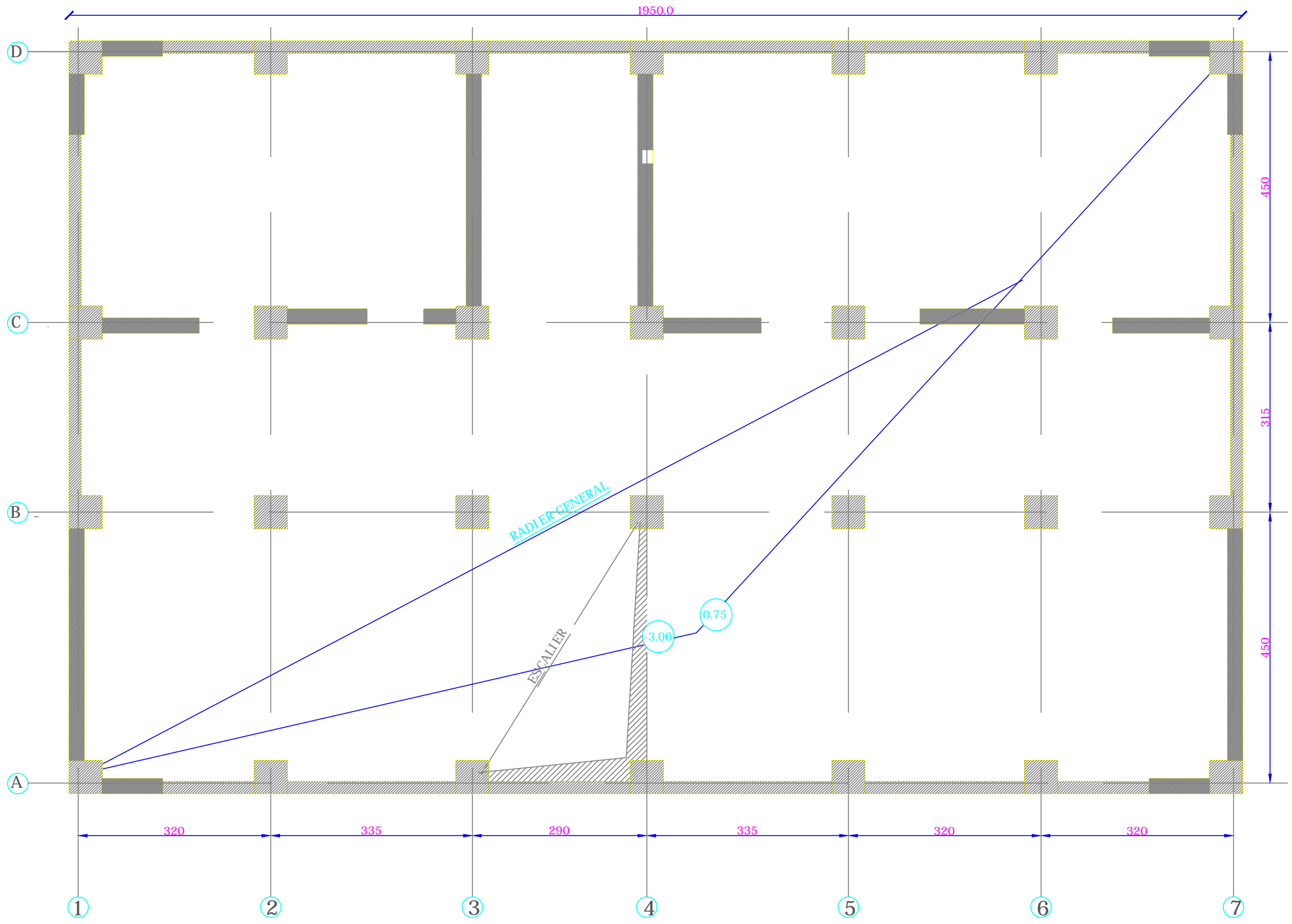


**PLAN D'ETAGE 01
(SERVICES)**

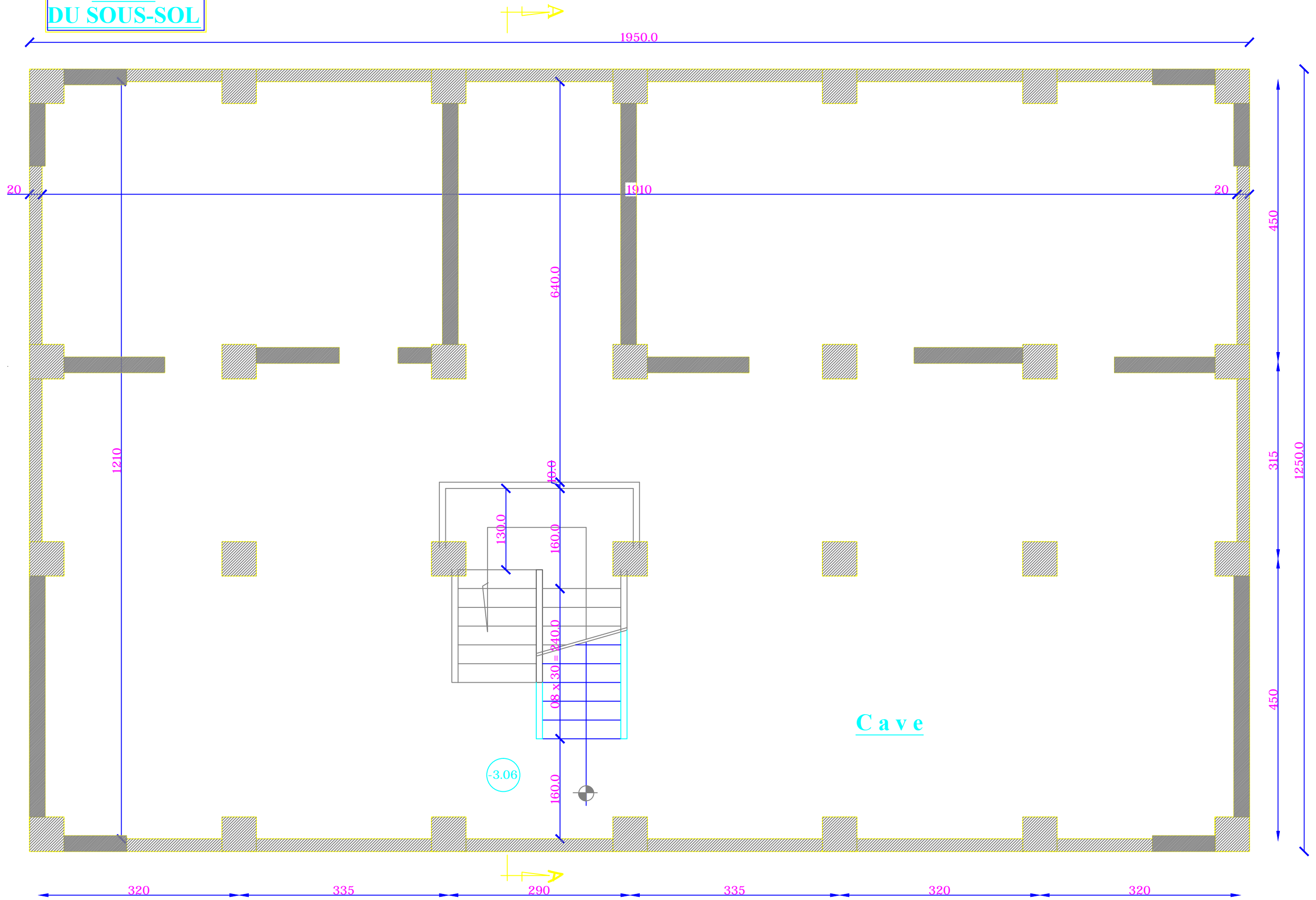


PLAN DE FONDATIONS

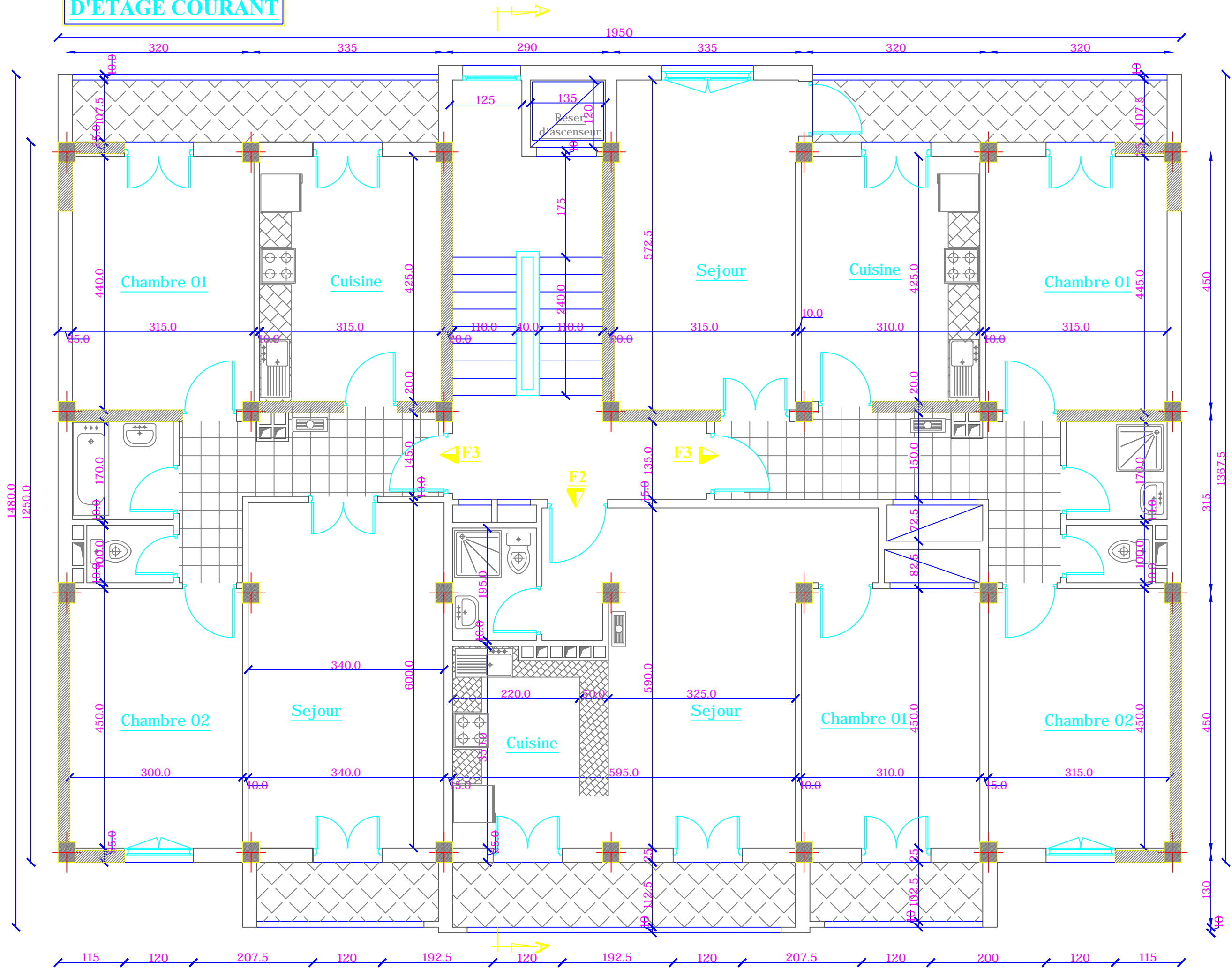
NB: Assainissement sous plancher RDC



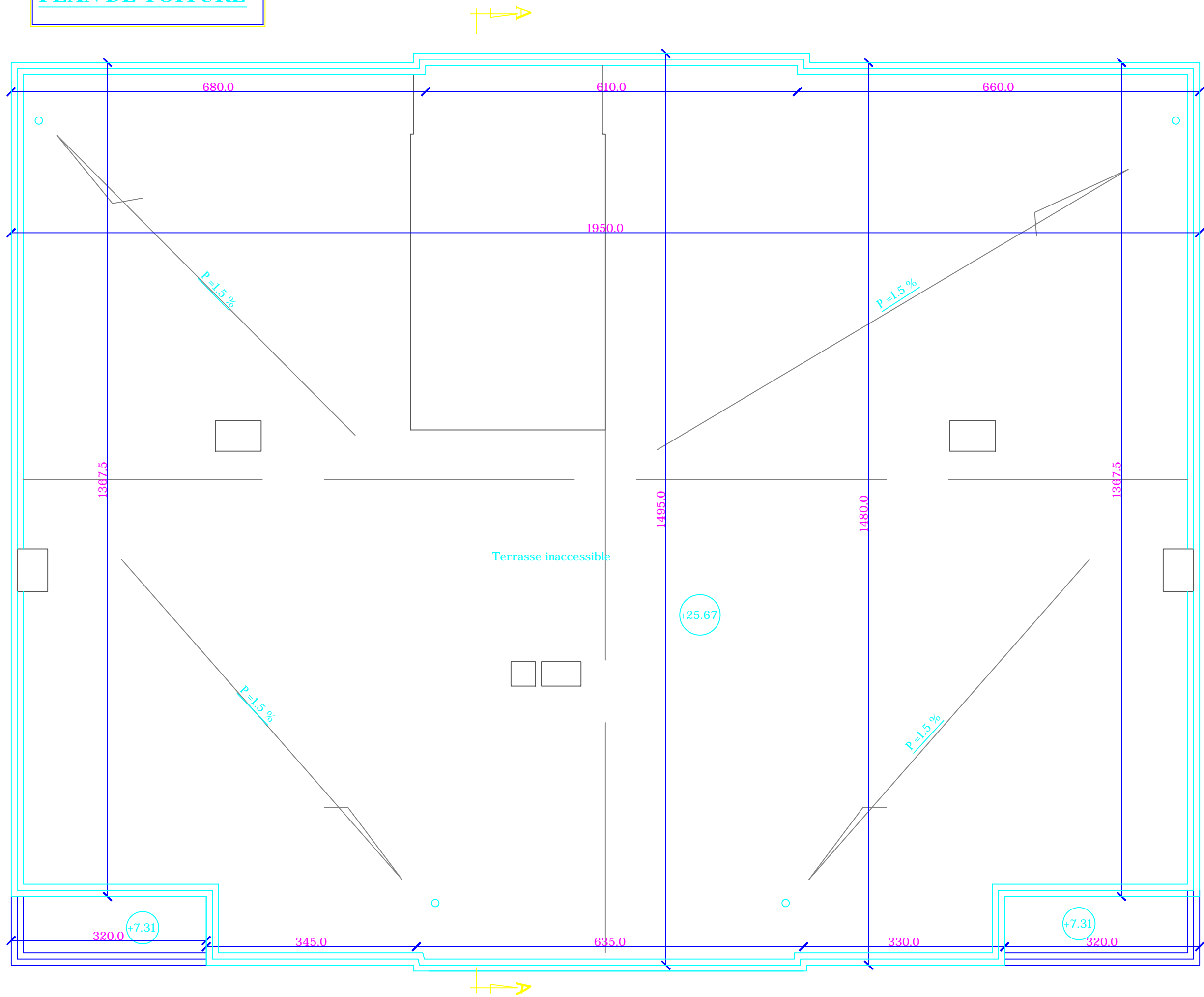
**PLAN
DU SOUS-SOL**



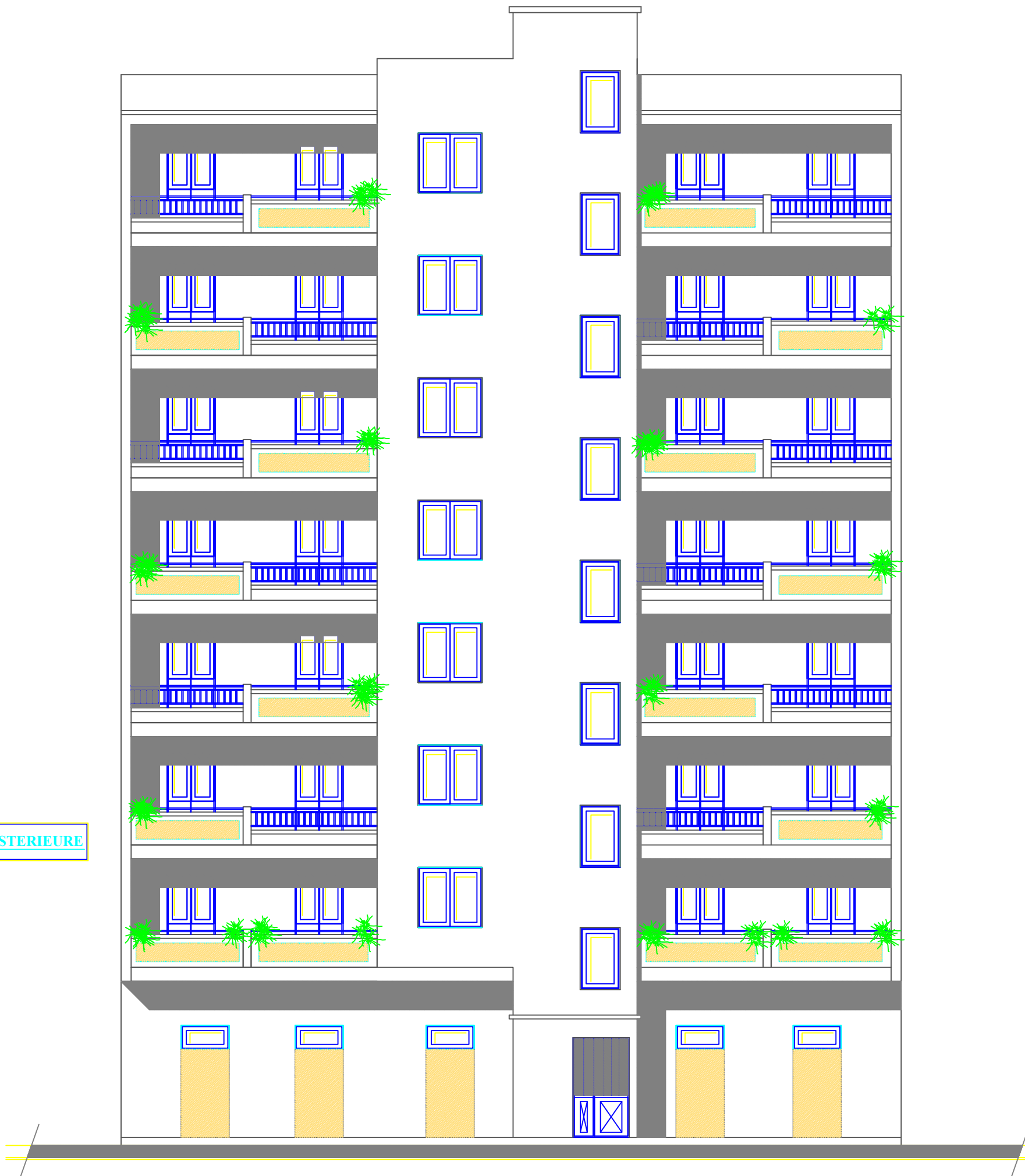
PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE



FACADE POSTERIEURE



Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de Constructions. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et La protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux Mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou Des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons Impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la Structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une Bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (R+7+SS) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien **RPA99 /VERSION 2003**, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS** qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différente structure.

Chapitre I: Présentation et description de l'ouvrage

I-1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I-2 Description de l'ouvrage :

Ce projet proposé par le bureau d'étude techniques d'architecture & d'urbanisme, consiste à

L'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+7 avec sous sol) qui est implanté à Tizi-Ouzou.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003), cet ouvrage est classé, selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrage de moyenne importance et situé en zone de moyenne sismicité (IIa).

I-2-1 Nature de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment (R+7 avec sous sol) comportant :

- 01 sous sol.
- 01 RDC.
- 01 Etage de service.
- 06 Étages courants.
- 02 Cages d'escaliers.
- 01 Salle machine.
- Une terrasse accessible.

I-3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

Hauteur totale.....28.07m
Longueur totale.....19.50m
Largeur totale12.50m

Hauteur du sous sol.....	3.06m
Hauteur du RDC	4,25m
Hauteur d'étage de service.....	3.06m
Hauteur de l'étage courant.....	3.06m

I-4 Les éléments de l'ouvrage :

a- Ossature :

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Poteaux et poutres, formant un système de portique dans les deux sens, longitudinal et transversal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

b- Plancher:

b-1 plancher en corps creux :

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Support des plafonds et revêtements.

b-2 Dalle pleine en béton armé :

Elles sont en béton armé coulées sur place. Prévues dans les portes à faux, dans les paliers de repos des escaliers et dans les planchers porteurs de l'appareil de levage ascenseur.

c- Maçonnerie:

c-1 Murs extérieurs:

Ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

c-2 Murs intérieurs:

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

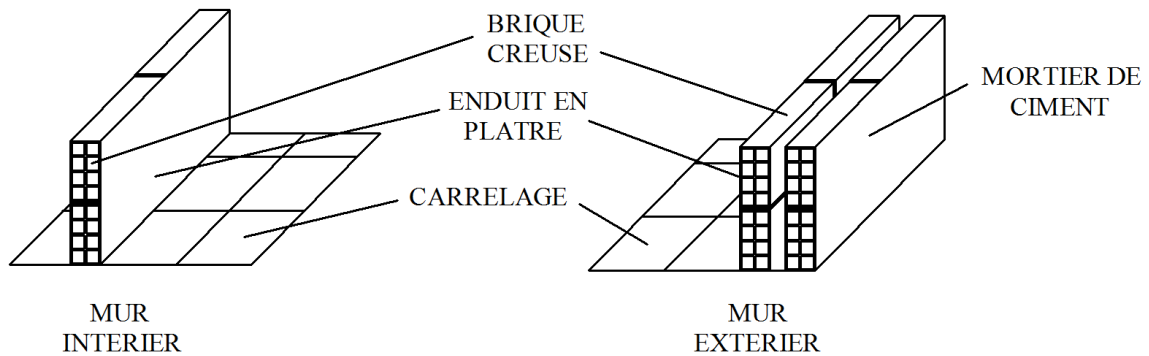


Figure I-1 : Les murs intérieurs et extérieurs

d- Escaliers :

Le bâtiment est muni de deux (02) cages d'escaliers qui sont destinées à assurer l'accès aux différents étages. Ces escaliers seront constitués de paliers de repos et de paillasse en béton armé coulé sur place.

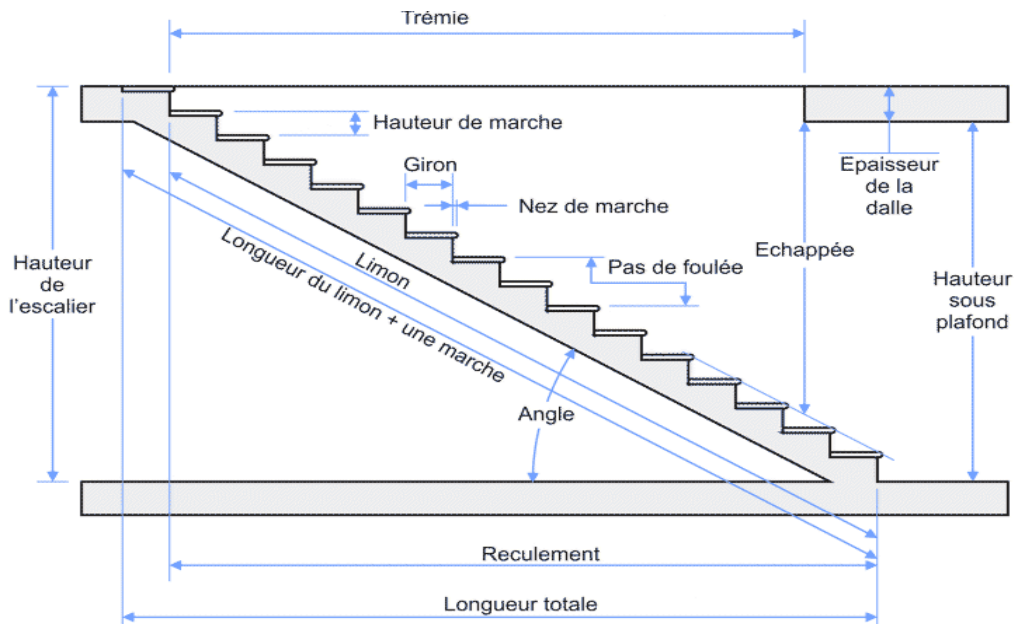


Figure I-2 : Principaux termes relatifs à un escalier

e- Cage d'ascenseur :

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

f- Les consoles :

Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

- Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

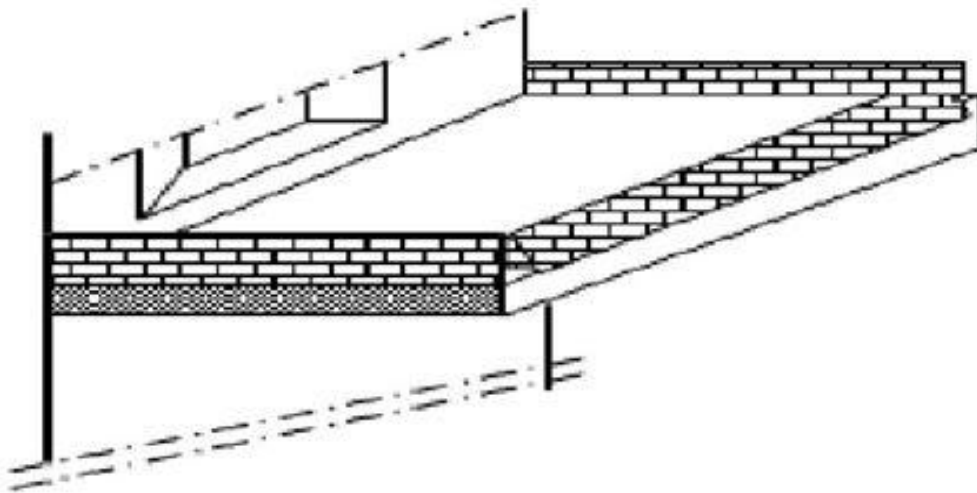


Figure I-3 : Vue d'une console

g- Revêtements:

Ils seront réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Dalle de sol pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

h- La terrasse:

Notre bâtiment est munis d'une terrasse accessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente d 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.

- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier rouler).

i- Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.50 m de hauteur réalisé en béton armé coulé sur place.

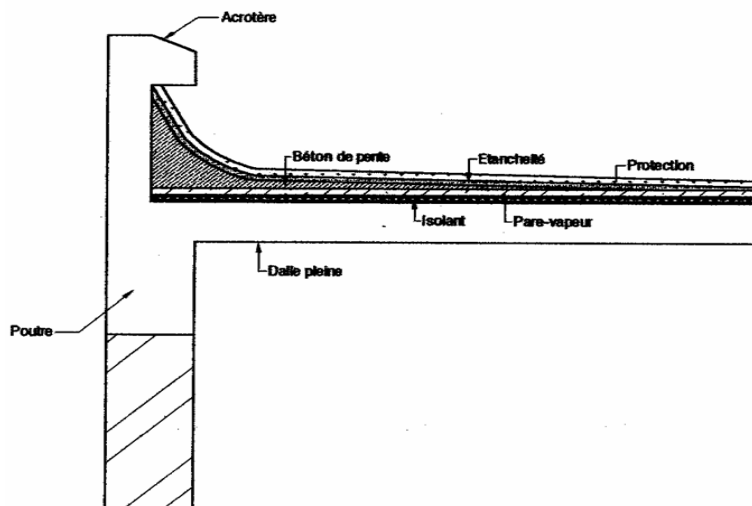


Figure I-4 : Vue d'un acrotère

j- Les fondations :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

j-1 Fonctions des fondations :

Les fondations reprennent les charges supportées par la structure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

j-2 Différents types de fondations :

Il existe deux types de fondations :

- **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur :
Puits, pieux.

- **j-3 Facteurs de choix de type de fondation :**

- **La nature de l'ouvrage à fonder :** Pont, bâtiment d'habitation....
- **La nature du terrain :** connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- **Le site :** urbain, montagne, bord de mer.....
- **La mise en œuvre des fondations :** terrain sec, présence de l'eau
- **Le cout des fondations :** facteur important mais non décisif.

- **k- Système de coffrage:**

On utilise un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution

- **l- Mur plaque:**

Il est fait pour assurer le soutènement et la résistance à la pression latérale des terres.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003). Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I-5-1- Béton :

- **a- Généralités :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants. Il présente des résistances à la compression assez élevées mais sa résistance à la traction est faible ; de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

- **Ciment :** Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe325) actuellement appelé CPA42.5, est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

- **Granulats** : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
Sable de dimension ($DS \leq 5$) mm
Graviers de dimension ($5 \leq Dg \leq 25$) mm
- **Eau de gâchage** : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produits pouvant nuire aux caractéristiques mécanique du béton.
- **Formulation du béton** :

Pour la préparation d'un béton destiné à la construction on peut utiliser les abaques de **DREUX GORISS**, et pour les dosages des éléments on prend compte de plusieurs facteurs (la résistance visée, la qualité des matériaux, l'humidité des matériaux pour savoir le dosage en eau, et enfin l'utilisation ou non des adjuvants).

Alors pour la préparation des bétons chaque élément a sa propre influence sur les caractéristiques finale de ce dernier.

Pour le dosage du béton et le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton, dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à **350kg/m³**.

Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance et à présenter une protection efficace de l'armature. La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment=0.5** pour limiter le retrait du béton.

- **Si eau/ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- **Si eau/ciment < 0.5** : Il ya insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entrainera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Remarque: pour maintenir E/C =0.5 il ya lieu d'ajouter des adjuvants.

b- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours

(Âge de maturité) noté **fc28**. Par convention, la résistance à la compression du béton est obtenue en écrasant une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculé selon les formules ci-dessous :

- Si $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$: $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28}$ (ART A.2.1.11, BAEL.91)
- Si $f_{c28} < 40\text{MPa}$: $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28}$ (ART A.2.1.11, BAEL.91)

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25\text{MPa}$

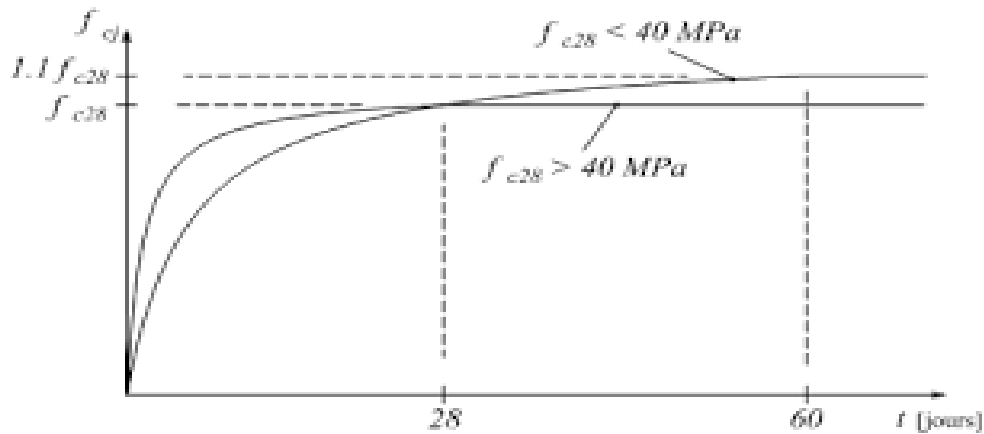


Figure I-5 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

c- Résistance caractéristique du béton à la traction :

Conventionnellement, elle est définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$; avec $f_{c28} < 60\text{MPa}$ (ART2.1.12-BAEL91)
- D'ou $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

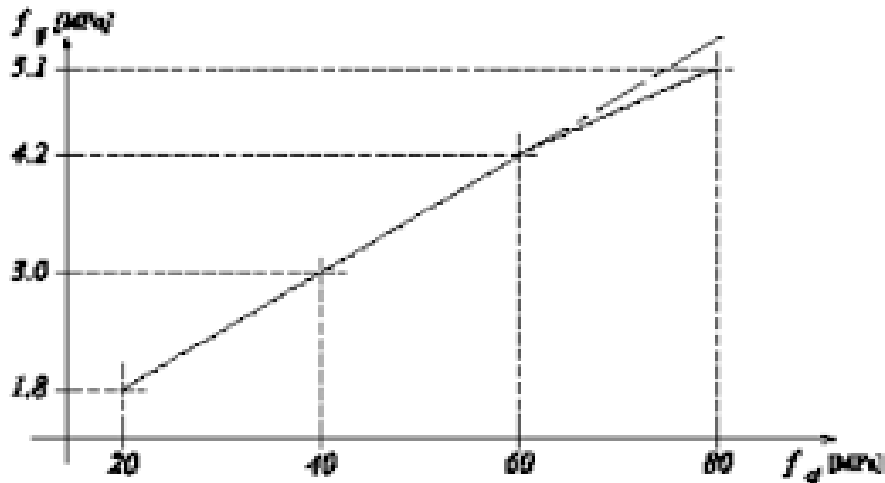


Figure I-6 : Evolution de la résistance f_{tj} en fonction de l'âge du béton

d- Modules de déformations longitudinales du béton :

Ce module est connu sous le nom de **module de Young** ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

d-1 Module de déformation longitudinal instantané du béton:

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous le chargement verticale de durée inférieure à 24 heures.

- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)..... (ART A.2.1.21, BAEL91).
- Pour $f_{c28} = 25$ MPA On a : $E_{i28} = 32\ 164.2$ MPa

d-2 Module de déformation longitudinal différé du béton :

Définie lorsque les contraintes normales sont appliquées pour une longue durée en tenant compte du retrait et du fluage de béton. Il est égale à 1/3 du module de déformation instantané et donné par :

- $E_{vj} = 1/3 E_{ij}$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

- $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa (ART2.1.2, BAEL91)
- $E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} > 60$ MPa, sans fumée de silice (annexe F)
- $E_{vj} = 6100 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60$ MPa, avec fumée de silice (annexe F)

Pour notre cas :

- $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3}$
- $E_{v28} = 10\,818.86563 \text{ Mpa}$

d-3 Module de déformation transversale du béton :

Le module d'élasticité G caractérise la déformation du matériau. Il est donné par la relation suivante :

- $G = E / 2(1 + \nu) \dots \dots \text{MPa (Art A.2.1.3/BAEL91)}$

Avec:

- E: Module de Young (module d'élasticité)
- ν : Coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$
- $\Delta d / d$: Déformation relative transversale
- $\Delta l / l$: Déformation relative longitudinale

d-4 Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversal ($\Delta d / d$) et la déformation relative longitudinale du béton ($\Delta l / l$).

- $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$

Il est pris égale à :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à ELU (**BAEL91/Art 2.1, 3**)

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS (**BAEL91/Art 2.1, 3**)

d-5 Fluage du béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluages sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3 E_i$

d-6 Retrait :

C'est un phénomène de raccourcissement différé à l'hydratation du ciment. Le module de déformation longitudinal différé est utilisé pour des chargements de longue durée d'application.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivant :

- Utiliser des bétons à faibles chaleur d'hydratation.
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage.
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait.
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

d-7 Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé. Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voiles de façade) ou bâtiments de grandes dimensions des joint de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

d-8 Etat limite de contrainte de béton :

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

- **Les états limites ultimes (ELU) :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est à dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de la stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (rupture de l'ouvrage).

- $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta, \gamma_b}$ (**BAEL91 modifié99/A.4.3.41**)

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité partiel qui a pour valeur :

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1.5	1.15

Tableau I-1 : Coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges qui a pour valeur :

Durée d'application	$T > 24h$	$1h \leq T \leq 24h$	$T < 1h$
θ	1	0.9	0.85

Tableau I-2 : Coefficient θ en fonction de la durée T d'application des actions

Dans notre cas :

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Dans le cas d'une situation courante :
On a : $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1 \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
- Dans le cas d'une situation accidentelle :
On a : $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85 \rightarrow f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$

d-9 Le diagramme des contraintes, déformations du béton (ELU) :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰

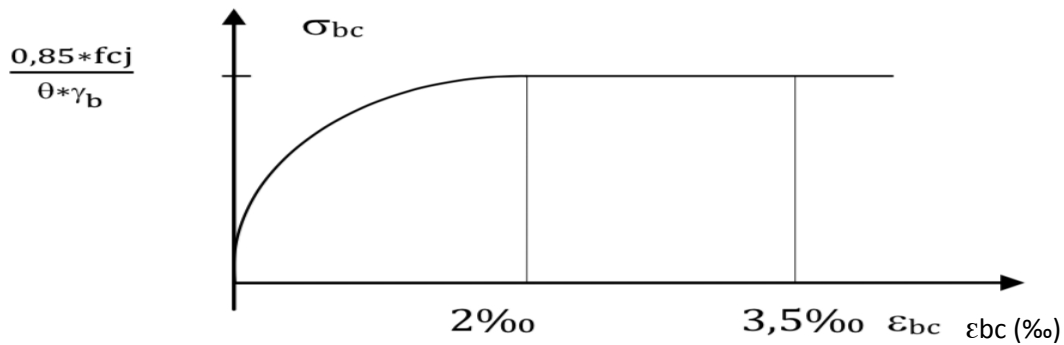


Figure I-7 : Diagramme contraintes, déformation à l'ELU

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de hooke qui dit $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : Module de young

- **Etat limite de service ELS :**

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation ne sont plus satisfaites.

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99/A4.5.2})$$

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifiée/A.5.1.1,21})$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant.
- b_0 : Largeur de la section considérée.
- d : Hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

$$\tau \leq \min\{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \quad \text{cas de fissuration non préjudiciable}$$

$$\tau \leq \min\{0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} \quad \text{cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

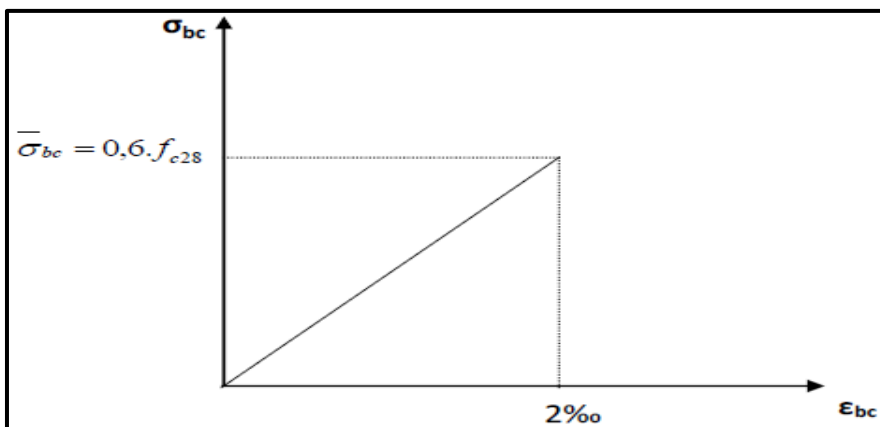


Figure I-8 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

I-3-2 Aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manières à équilibrer les efforts auquel le béton résiste mal par lui-même, c'est à dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent êtres disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de trois types d'acier :

Barres lisses	Φ	
Nuances FeE	215	235
Limite d'élasticité fe (Mpa)	215	235
Résistance à la rupture σr (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à hautes adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité fe (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σr (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	ST	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité fe (MPa)	500	
Résistance à la rupture σr (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau I-3 : Caractéristiques des aciers

a- Module d'élasticité :

A l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égale à :

- $E_s = 2.10^5$ MPa (Art 2.2.1, BAEL91)

b- Contraintes limite de l'acier :

b-1 Contrainte limite ultime :

- $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (Art 4.3.2, BAEL91)
- Avec: f_e : Limite d'élasticité garantie.
 γ_s : Coefficient de sécurité.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentale
Fe= 400 Mpa	$\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa}$
Fe =500Mpa	$\overline{\sigma_{st}} = 452 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma_{st}} = 500 \text{ MPa}$

Tableau I-4: Limites d'élasticité des aciers utilisés

b-2 Contrainte limite de service (ELS) :

Dans l'ELS on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique
- On limite la contrainte dans les barres d'acier afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

Les vérifications à effectuer vis-à-vis de l'ouverture des fissures sont : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

La contrainte limite de service de l'acier est :

- **Fissuration peu préjudiciable :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'ya pas de vérification à effectuer donc : $\sigma_s = f_e$ (BAEL 91 modifié 99/A.4.5.32)

- **Fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considéré comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \{ 0.5 f_e; 110 (n f t_j)^{1/2} \} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on observe les règles suivantes : $\sigma_{st} = \{0.5f_e ; 90(\eta f_t j)^{1/2}\}$(BAEL91 modifié 99/A.4.5.34)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (r, 1)

$\eta = 1.6$ Pour les aciers haute adhérence HA et les treillis soudés de $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$ Pour les aciers de hautes adhérence de $\Phi < 6\text{mm}$

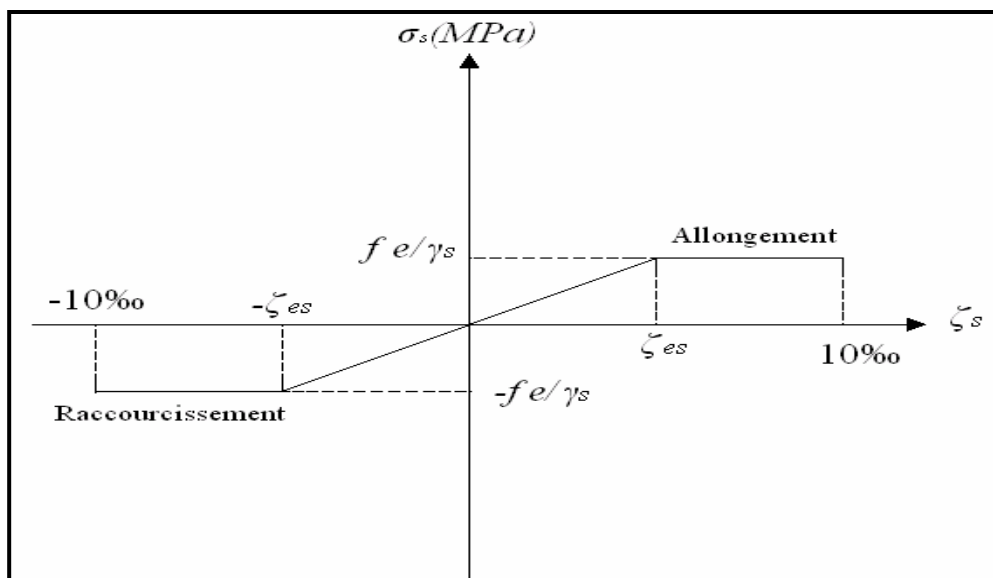


Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation

- c- **Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes ; Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes :

- **C $\geq 5\text{cm}$:** Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns, ou aux atmosphères très agressives (industries chimique)
- **C $\geq 3\text{cm}$:** Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situés dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A.7.2.4)

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

II-1 Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précédon's au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93), Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

II-2 Les planchers :

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction. On distingue les planchers pleins (dalle pleine) et planchers à corps creux. Les fonctions d'un plancher sont :

- La résistance aux charges permanentes et surcharges sur les étages
- L'isolation acoustique et thermique entre étages
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs (murs et poteaux)

II-2-1 Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression d'épaisseur de 4 à 5cm, armée d'un treillis soudé. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis
- h_t : hauteur totale des planchers

Dans notre cas :

- $L_{\max} = 335 \text{ cm}$

$$h_t = 20 \text{ cm} \geq \frac{335}{22.5} = 14.88 \text{ cm.}$$

On adoptera un plancher (16 + 4) en corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur pour tous les étages comme l'indique la figure ci-dessous :

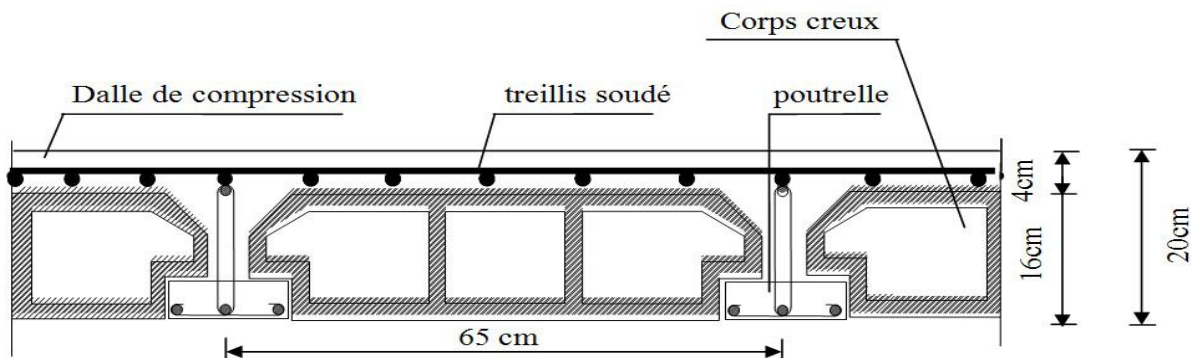


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

II-2-2 les planchers dalle plaines :

Les dalles plaines en béton armé sont prévues là où n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles. Le pré-dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a- Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule :

$$e \geq L / 10$$

- L : Est la petite portée du panneau le plus sollicité
- e : épaisseur de la dalle

$$L = 1.125\text{m}$$

$$e \geq 1.125/10 = 0.1125\text{m} = 11.25 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée pour les dalles des balcons est de : 15 cm. En plus d'être pratique pour la mise en place du coffrage, cette épaisseur offre une bonne résistance à la flexion.

b- Vérification de la sécurité contre l'incendie : (BAEL 91 Révisé 993.1.33)

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- $e \geq 7$ cm pour 1 heure de résistance au feu
- $e \geq 11$ cm pour 2 heures de résistance au feu
- $e \geq 17.5$ cm pour 4 heures de résistance au feu

On a $e = 15$ cm donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

c- Isolation acoustique : (CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de :

$$\rho = 350 \text{ kg/m}^2$$

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m} = 14\text{cm}$$

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur de plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

II-3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \end{array} \right.$$

(BAEL91 modifié 99, Art 4.14)

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

- L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis.
- h_t : Hauteur de la poutre.
- $L b$: Largeur de la poutre.

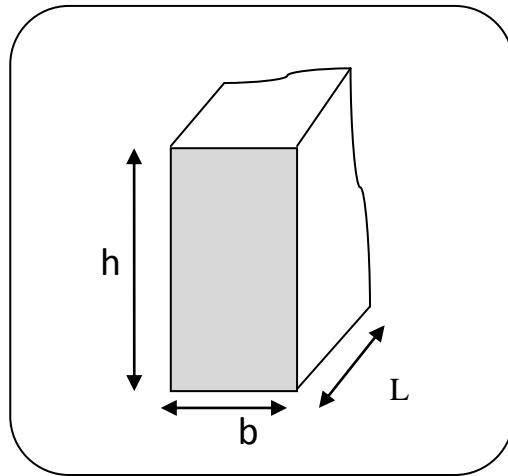


Figure II-2: Dimensions d'une poutre

II-3-1 poutre principales :

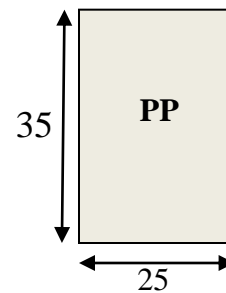
Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis suivant le sens transversal.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10}$$

$30 \leq h_t \leq 45$ cm ; Nous optons pour $h_t = 35$ cm.

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$14 \leq b \leq 24.5$ cm ; Nous optons pour $b = 25$ cm.



- **Vérfications relatives aux exigences du RPA de l'article :(Art 7.5 .1 du RPA99version2003) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : pp (25× 35) cm²

II-3-2 poutre secondaires :

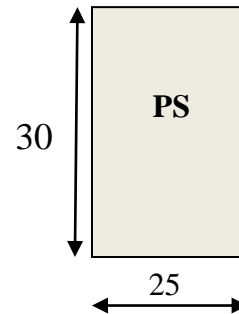
Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow \frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10}$$

$$22.33 \leq h_t \leq 33.5 \text{ cm} ; \text{ Nous optons pour } h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \longrightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm} ; \text{ Nous optons pour } b = 25\text{cm.}$$



- **Vérfications relatives aux exigences du RPA de l'article :(Art 7.5 .1 du RPA99version2003) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Pour des raisons de sécurité on adopte } b=25\text{cm}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : PS (25× 30) cm²

II-4 Les voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

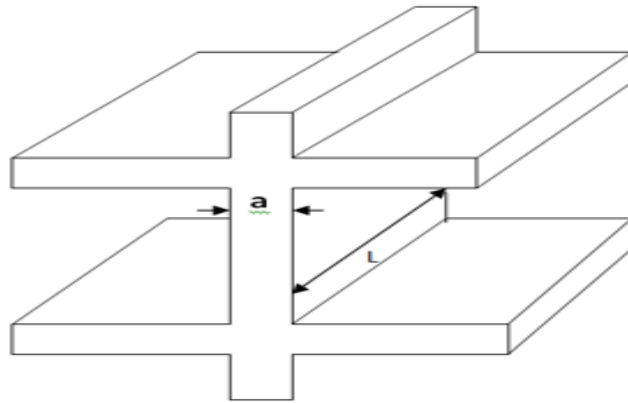


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

D'après le RPA 99 /Version2003 article7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ». L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**h_e**) et des conditions de rigidité aux extrémités :

- **a** : épaisseur du voile
- **h_e** : hauteur libre d'un étage, $h_e = h - e_p$
- **h** : hauteur d'étage
- **e_p** : épaisseur du plancher

Et il doit vérifier la condition

$$e_{p \min} \geq 15 \text{ cm}$$

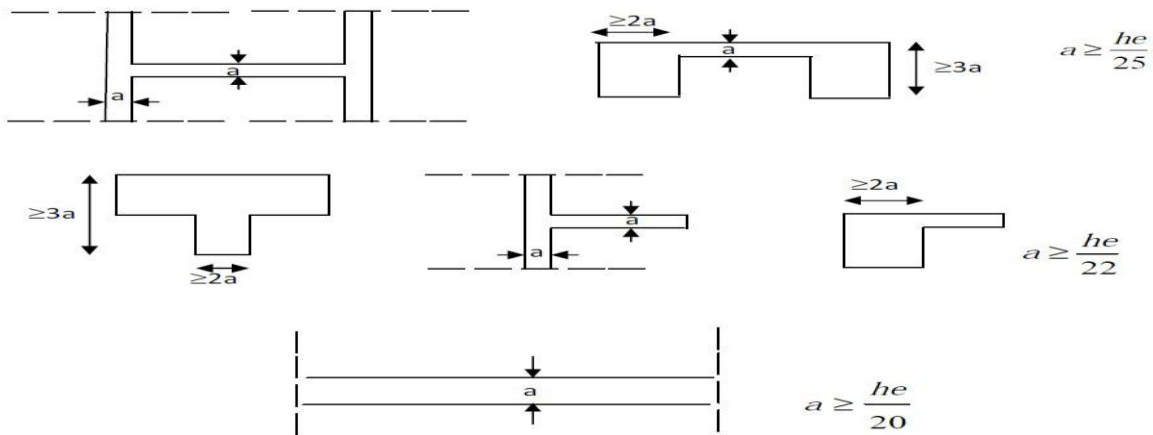


Figure II-4 : Coupe de voile en plan

$$e_p \left(\begin{array}{l} a = \max \left(\frac{h_{e \text{ RDC}}}{20} ; \frac{h_{e \text{ Et c}}}{20} \right) \\ a = \max \left(\frac{405}{20} ; \frac{286}{20} \right) \\ a = \frac{405}{20} = 20.25 \end{array} \right)$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification selon le RPA 99/ version 2003(Art 7.7-1) :**

$a_{\min} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$L_{\min} = 286 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

II-5 les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Leur pré-dimensionnement se fait à l'état limite ultime en compression simple l'article (b8.4.1) de CBA93, en supposant que le béton seul reprend l'effort normal. Pour un poteau rectangulaire de la zone II a, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s . Tel que : $N_s = G + Q$

Avec :

- N_s : effort normal repris par le poteau
- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité donnée par les règles **du BAEL 91**.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton donnée par :

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

- **Localisation du poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des Portiques « B » et « 6 » comme le montre la figure ci-après :

- **La surface revenant au poteau est :**

Section nette :

- $S_1 = 1.475 \times 1.45 = 2.138 \text{ m}^2 = S_2$
- $S_3 = 1.475 \times 2.125 = 3.134 \text{ m}^2 = S_4$

- $S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 10.54 \text{ m}^2 \longrightarrow S_n = 10.54 \text{ m}^2$

Section brute :

$$S_b = 3.2 \times 3.825 = 12.24 \text{ m}$$

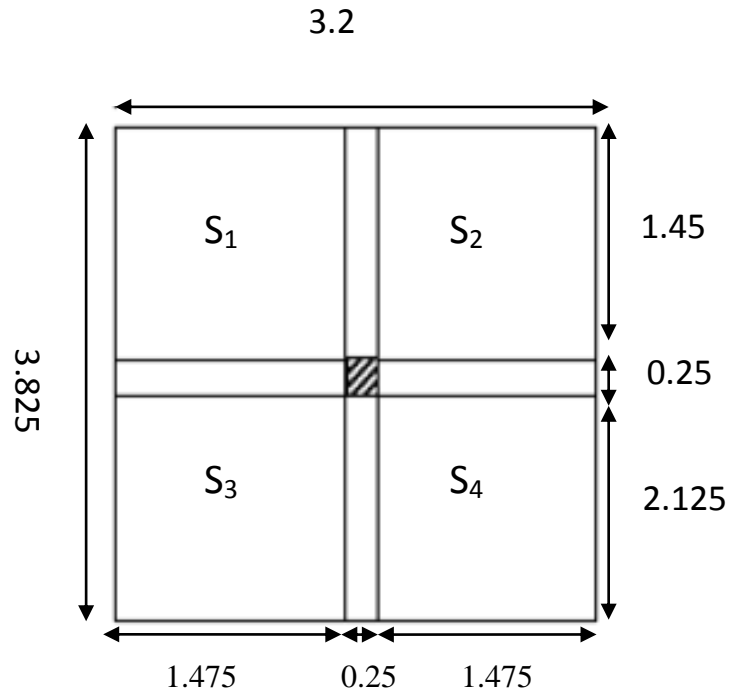


Figure II-5 : surface d'influence du poteau B6

- **Détermination des charges et des surcharges :**

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m^2) ; et les surcharges d'exploitation Q (KN/m^2) ; nous allons nous référer au document technique réglementaire **DTR B.C.2.2** « charges et surcharges d'exploitation ».

II-5-1 Charge permanentes G :

a- Plancher terrasse :

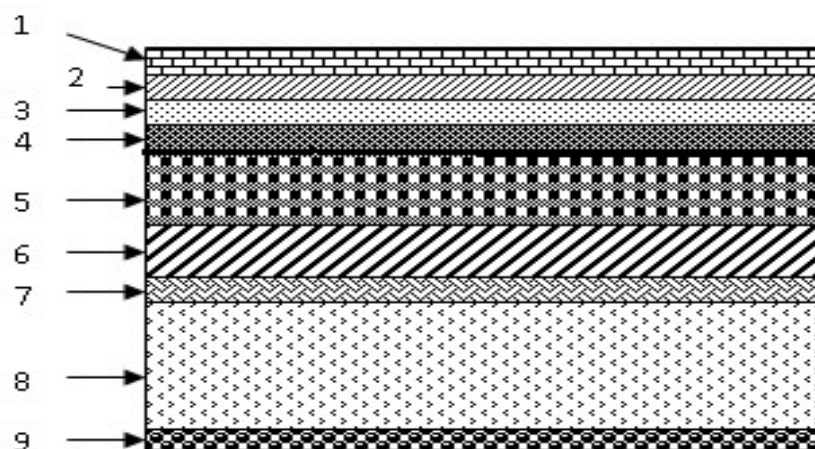


Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse accessible

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Etanchéité multicouche	0.05	02	0.10
5	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Feuille de polyane	/	/	0.01
8	Dalle en corps creux (16+4)	(16+4)	14	2.85
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				6.06

Tableau II-1 : charges permanentes de la terrasse accessible

b- Plancher étage courant :

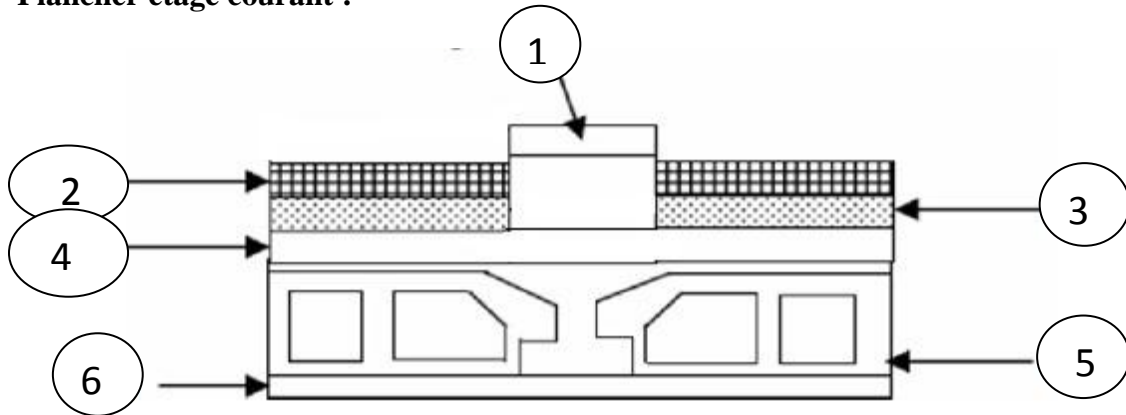


Figure II-7 : plancher étage courant

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Maçonnerie en briques creuse	0.10	09	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	(16+4)	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				5.10

Tableau II-2 : charges permanentes de l'étage courant

c- Balcons :

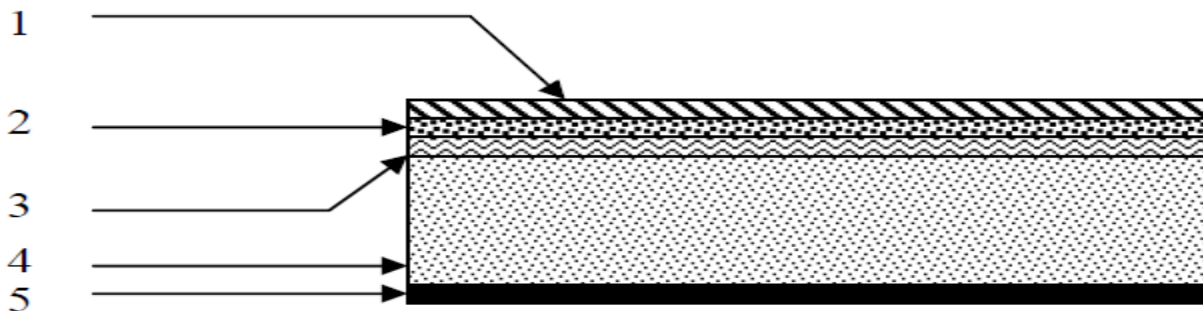


Figure II-7 : Descente des charges des balcons

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5.33

Tableau II-3 : charges permanentes des balcons

d- Maçonnerie:

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

- **murs intérieurs :**

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	0 9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				1.30

Tableau II-4 : charges permanentes des murs intérieurs

- **Murs extérieurs**

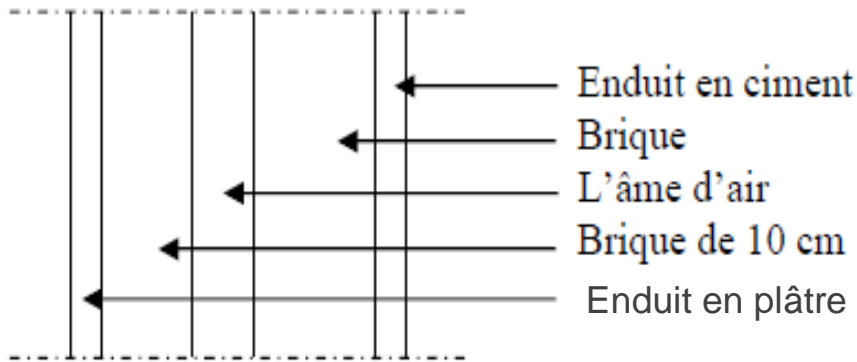


Figure II-9 : Coupe transversale du mur extérieur

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	22	0.44
2	Briques de 10 cm	0.10	09	0.90
3	L'âme d'air	0.05	00	00
4	Briques de 10 cm	0.10	09	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				2.44

Tableau II-4 : charges permanentes des murs extérieurs

- **Poids propre des éléments :**

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

- **Plancher terrasse :**

$$P = 10.54 \times 6.06 = 63.87 \text{ KN}$$

- **Plancher courant :**

$$P = 10.54 \times 5.10 = 53.754 \text{ KN}$$

- **Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0.35 \times 0.25) \times (1.45 + 2.125) \times 25 = 7.82 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.475 + 1.475) \times 25 = 5.53 \text{KN}$$

$$P_{total} = 7.82 + 5.53 = 13.35 \text{KN}$$

- **Poteaux :**

Selon (RPA 99/version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm}$ En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{cm}$ En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure $b=25\text{cm}$, $h=25\text{cm}$:

- $G_{\text{Etage}} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = (0.25 \times 0.25) \times (3.06) \times 25 = 4.78 \text{KN}$
- $G_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = (0.25 \times 0.25) \times (4.25) \times 25 = 6.64 \text{KN}$
- $G_{\text{sous-sol}} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = (0.25 \times 0.25) \times (3.06) \times 25 = 4.78 \text{KN}$

II-5-2 Surcharge d'exploitations Q :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2

- Plancher terrasse accessible $Q = 1.50 \text{KN/m}^2$
- Plancher d'étage courant $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- Plancher d'étage commerce $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$
- Balcon $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$
- Escalier $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

Les surcharges d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

- **Plancher étage courants et sous-sol :**

$$Q \times S = 1.5 \times 10.54 = 15.81 \text{KN}$$

- **Plancher terrasse accessible :**

$$Q \times S = 1.5 \times 12.24 = 18.36 \text{KN}$$

- **Plancher étage de service :**

$$Q \times S = 2.5 \times 10.54 = 26.35 \text{KN}$$

- **Plancher RDC :**

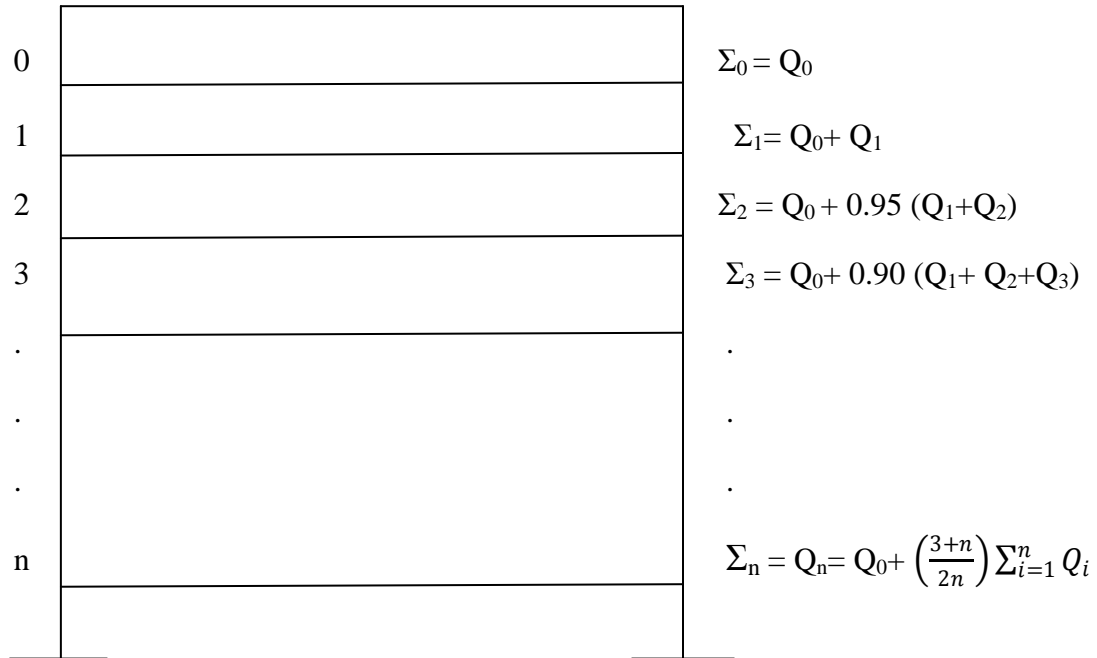
$$Q \times S = 10.54 \times 3.5 = 36.89 \text{KN}$$

- **Lois de dégression des charges d'exploitation :**

La descente des 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 d'influences. D'après le D.T.R B.C 2.2, cette loi s'applique aux bâtiments à grands nombre de niveaux $n > 5$ niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression des charges est applicable D.T.R B.C 2.2 Art 6.3.

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

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



Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit :

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

Tableau II-5 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

- **Les surcharges cumulées :**
- $\Sigma_0 = Q_0 = 18.36 \text{ KN}$
- $\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 15.81 + 18.36 = 34.17 \text{ KN}$
- $\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 18.36 + 0.95 (2 \times 15.81) = 48.399 \text{ KN}$
- $\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18.36 + 0.90 (3 \times 15.81) = 61.047 \text{ KN}$
- $\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18.36 + 0.85 (4 \times 15.81) = 72.114 \text{ KN}$
- $\Sigma_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18.36 + 0.80 (5 \times 15.81) = 81.6 \text{ KN}$
- $\Sigma_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18.36 + 0.75 (5 \times 15.81 + 26.35) = 97.41 \text{ KN}$
- $\Sigma_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18.36 + 0.71 (5 \times 15.81 + 26.35 + 36.89) = 119.385 \text{ KN}$

- $\Sigma_8 = Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18.36 + 0.68 (6 \times 15.81 + 26.35 + 36.89) = 125.868 \text{KN}$

II-5-3 Dimensionnement des sections des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation KN		Effort normal KN $N = G_c + Q_c$	Section des poteaux cm^2	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cum}		Section Trouvée	Section adopté
7	63.87	/	13.35	77.22	77.22	18.36	18.36	95.58	63.72	30×30
6	53.754	4.78	13.35	71.884	149.104	15.81	34.17	183.274	122.182	30×30
5	53.754	4.78	13.35	71.884	220.988	15.81	48.399	269.387	179.591	30×30
4	53.754	4.78	13.35	71.884	292.872	15.81	61.047	353.919	235.946	35×35
3	53.754	4.78	13.35	71.884	364.756	15.81	72.114	436.87	291.246	35×35
2	53.754	4.78	13.35	71.884	436.64	15.81	81.6	518.24	345.493	35×35
1	53.754	4.78	13.35	71.884	508.524	26.35	97.41	605.934	403.956	40×40
RDC	53.754	6.64	13.35	73.744	582.268	36.89	119.385	701.653	467.768	40×40
Sous-sol	53.754	4.78	13.35	71.884	654.152	15.81	125.868	780.02	520.013	40×40

Tableau II-6 : section des poteaux

Remarque :

Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. (**Art.7.4.1.RPA**)

a- Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :

Selon le (RPA 99/version2003,A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
- **Du sous-sol au 1^{er} niveau :**

$\text{Min}(b, h) = 40\text{ cm} > 25\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 40\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{425}{20} = 21.25\text{cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Dons $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

- **Du 2^{ème} au 4^{ème} niveau :**

$\text{Min}(b, h) = 35\text{ cm} > 25\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 35\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Dons $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

- **Du 5^{ème} au 7^{ème} niveau :**

$\text{Min}(b, h) = 30\text{ cm} > 25\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 30\text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$... Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Dons $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

b- Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élanement λ des poteaux :

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

- λ = Elancement du poteau.
- L_f = longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$)
- i = Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$
- S : section transversale du poteau ($b \times h$)
- l_0 : longueur libre du poteau.
- I : moment d'inertie du poteau

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Niveau	b cm	h cm	I cm ⁴	S cm ²	i cm	l ₀ cm	L _f cm	λ	condition
7	30	30	67500.00	900	8.660254038	3.06	214.2	24.73	condition vérifié
6	30	30	67500.00	900	8.660254038	3.06	214.2	24.73	condition vérifié
5	30	30	67500.00	900	8.660254038	3.06	214.2	24.73	condition vérifié
4	35	35	125052.08	1225	10.10362971	3.06	214.2	21.20	condition vérifié
3	35	35	125052.08	1225	10.10362971	3.06	214.2	21.20	condition vérifié
2	35	35	125052.08	1225	10.10362971	3.06	214.2	21.20	condition vérifié
1	40	40	213333.33	1600	11.54700538	3.06	214.2	18.55	condition vérifié
RDC	40	40	213333.33	1600	11.54700538	4.25	297.5	25.76	condition vérifié
sous-sol	40	40	213333.33	1600	11.54700538	3.06	214.2	18.55	condition vérifié

Tableau II-7 : vérification du flambement des poteaux

Conclusion :

- Poutres principales : 25×35
- Poutres secondaires : 25×30
- Epaisseur des voiles : 25 cm
- Epaisseur plancher corps creux : 16+4=20 cm
- Epaisseur dalle pleine : 15 cm
- Sections adoptées pour les poteaux :
- Sous-sol au 1^{er} niveau : 40×40
- 2^{ème} au 4^{ème} niveau : 35×35
- 5^{ème} au 4^{ème} niveau : 30× 30

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent être chargés après l'étude dynamique de la structure.

Chapitre III: Calcul des éléments

III- 1 Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les planchers, les escaliers, et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le réglementa parasismique Algérien **RPA99**.

III-2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse.

Il est assimilé a une console encastré dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcul sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composé avec compression de la section dangereuse qui se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû a son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1 m dans la section d'encastrement.

a- Dimension de l'acrotère :

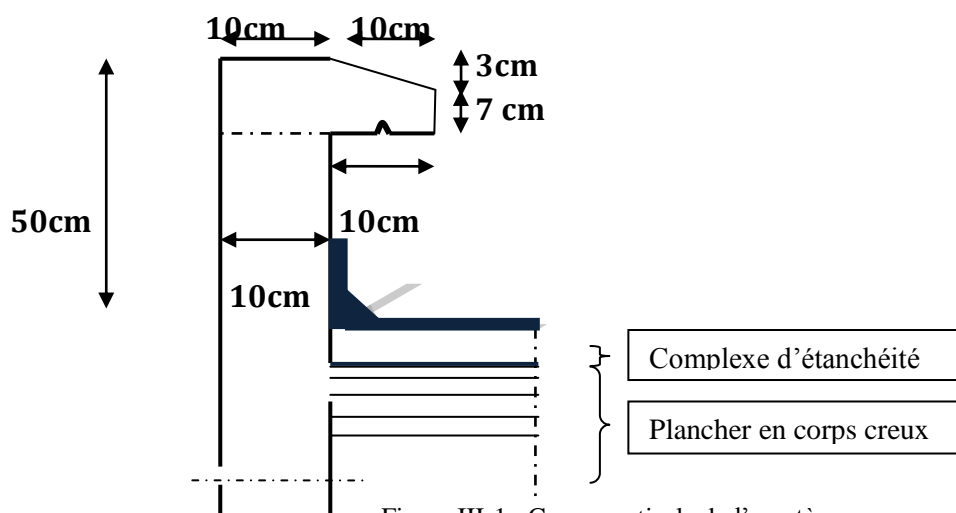


Figure III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

b- Schéma statique :

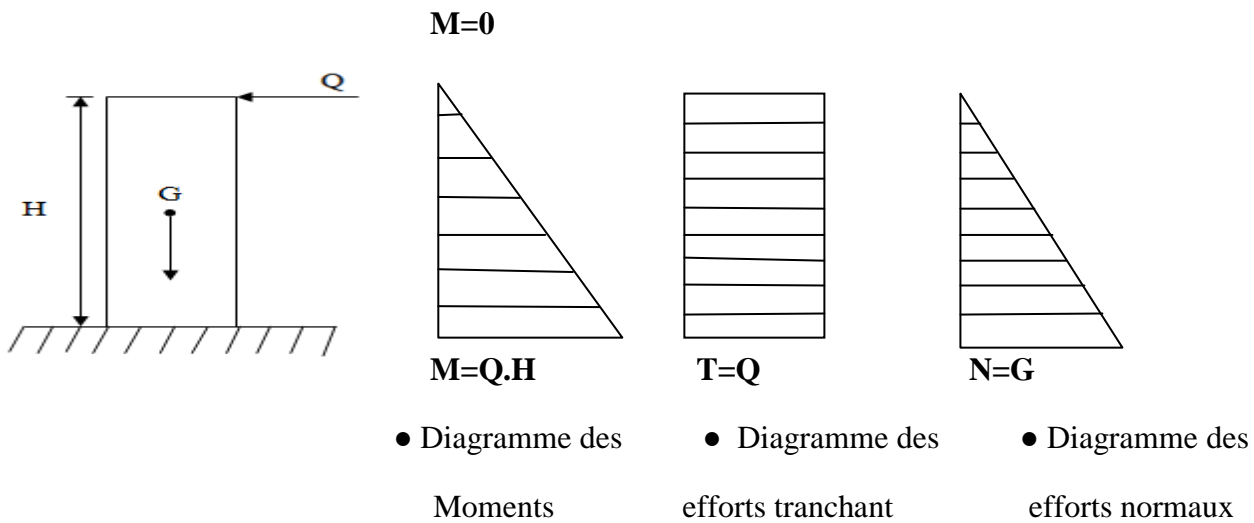


Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes

c- calcul des efforts :

$$G = [(0,50 \times 0,10) + (0,10 \times 0,10) - (0,03 \times 0,10) / 2] \times 25 = 1,46 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1,46 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Effort normal due au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,46 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,50 \text{ KN.m}$

III-2-1 Combinaison de charge :

a- A L'ELU :

- Effort normal de compression à dû $G N_u$:

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,46 = 1,971 \text{ KN}$$

- Effort tranchant dû à Q :

$$T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

b- A L'ELS:

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,46 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0,50 \text{ KN.m}$

III-2-2 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul on considère une section (bxh) cm^2 soumise à la flexion composée.

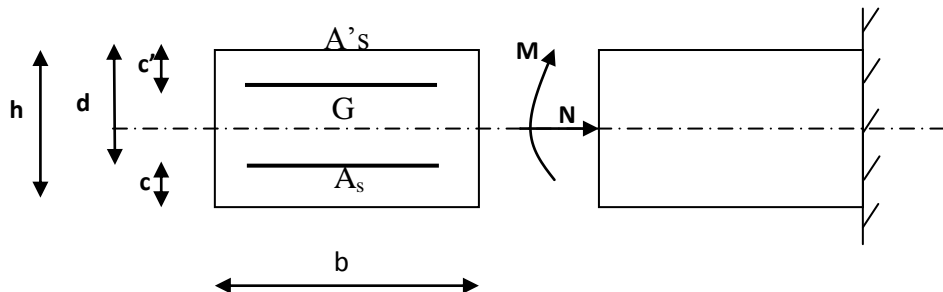


Figure III-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

- h : épaisseur de la section avec $h = 10\text{cm}$
- c et c' : enrobage = 3cm
- $d = h - c$: hauteur utile = $10 - 3 = 7\text{cm}$

III-2-3 Calcul des armatures à l'ELU :

a- Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,971} = 0,38\text{m} = 38\text{cm}$$

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

$$\rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression neutre à l'intérieur \rightarrow la section est partiellement comprimée (SPC). Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis ramené à la flexion composée.

b- Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,75 + 1,971 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,809 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,75 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,995$$

- **Armatures fricatives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,809 \times 10^3}{0,995 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,333 \text{ cm}^2$$

- c- **Calcul en flexion composée:**

$$A_{réelle} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$A_{réelle} = 0,333 - \frac{1,971 \times 10}{348} = 0,276 \text{ cm}^2$$

III-2-4 Vérifications à l'ELU :

- a- **Condition de non fragilité : (art : A.4.2.1/BAEL91)**

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

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

$$\text{Avec } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5 \times 10^2}{1,46} = 34 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Alors } A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{34 - 0,455 \times 7}{34 - 0,185 \times 7} = 79 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculés à l'ELU, donc on adoptera :

$$A = A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{adopté} = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

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

- b- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 1.00 / 4 = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $\mathbf{3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2}$ avec un espacement de 20 cm

c- Vérifications au cisaillement (BAE91 art 5.1.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} , \quad V_u = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 * 10^3}{10^3 * 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires et le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

d- Vérifications de l'adhérence des barres (art A.6.1.1, 3 BEAL91) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \Psi_s f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 0,8 = 5.024 \text{ cm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 50.24} = 0.473 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.473 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e- Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s ».

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

Alors :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28,22 \text{cm}$$

Soit $L_s = 30 \text{cm}$

III-2-5 Vérifications à L'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

a- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers : } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6 \text{mm} \\ \text{F}_e \text{E400} \\ \eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 1.00}{100 \times 7} = 0.142 \quad \text{alors on trouve du tableau :}$$

$$\beta_1 = 0,938 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 65,64$$

Alors : $\sigma_s = \frac{0,5 \times 10^6}{0,938 \times 70 \times 100} = 76,15 \text{ MPa}$

→ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$: **Condition vérifiée.**

b- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{76,15}{65,64} = 1,160 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,160 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) :

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

Avec :

- A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0,15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2)
- C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : $C_p = 0,8$
- W_p : poids de l'acrotère : $W_p = 1,46 \text{ kN/ml}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,46 = 0,7008 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ kN/ml}$ supérieur à la force sismique, alors le calcul au séisme est inutile. Donc l'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales : **4HA8/ml** **avec e = 25cm**
- Armatures de répartition : **3HA8/ml** **avec e = 20cm**

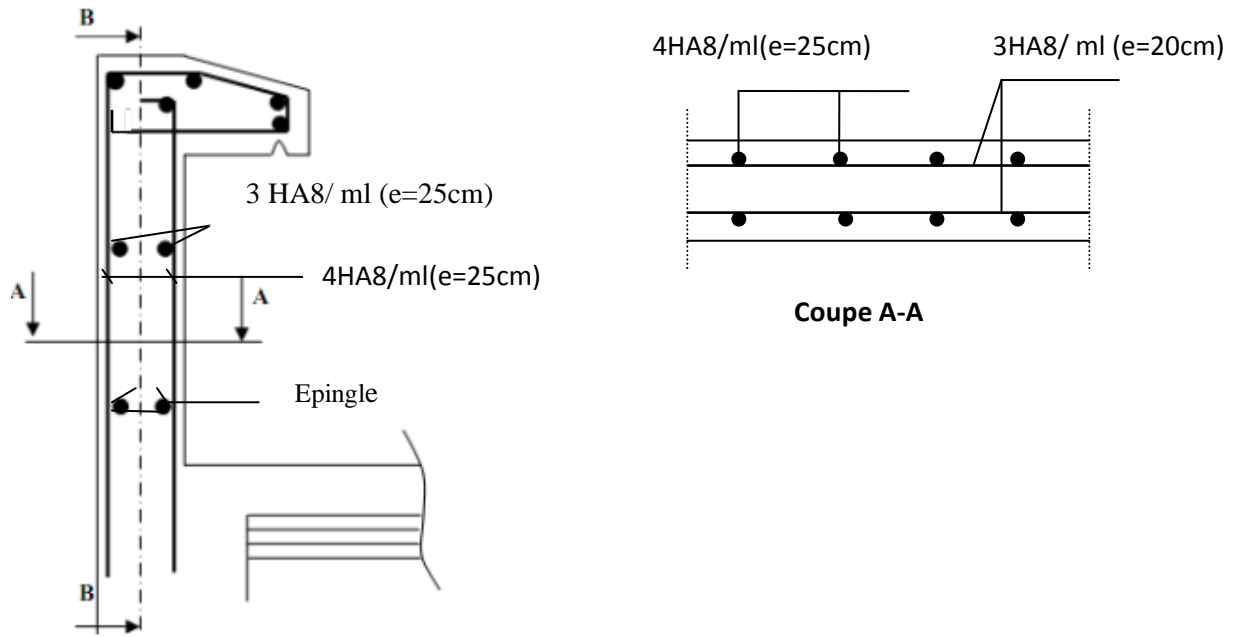


Figure III-4 : Ferraillage de l'acrotère

III-3 Les planchers :

III-3-1 Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux, ils sont constitués de : Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm. Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (**fe 520**) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons

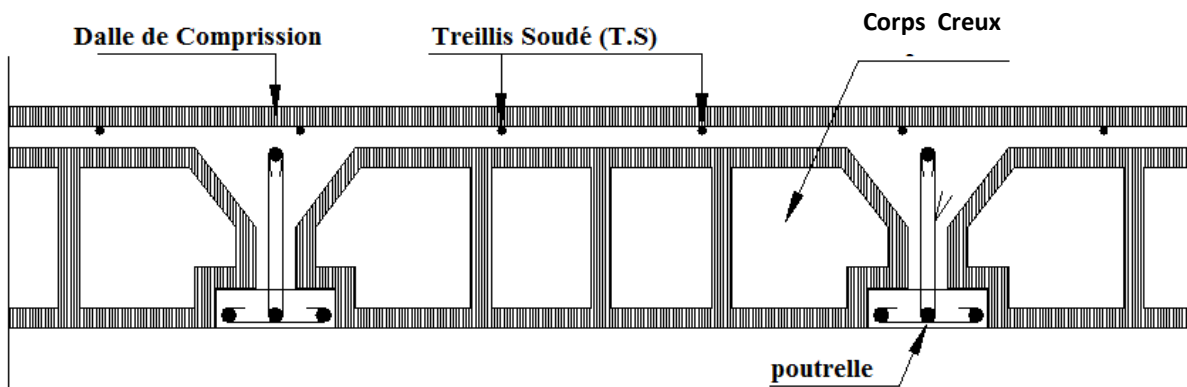


Figure III-5 : coupe verticale d'un plancher corps creux

III-3-2 Etude de la dalle de compression :

Dalle de compression appeler aussi table de compression ou dalle de repartions, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520 ; $\text{Ø} \leq 6 \text{ mm}$) avec : $f_c = 520 \text{ MPA}$ et une épaisseur courante de 4 cm. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. La dimension des mailles sont aux plus égale aux valeurs indiquées par : L'article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

- L : distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm. On prend L = 65 cm
- A_{\perp} : cm² par mètre linéaire
- $f_e = 520$ MPa : Limite d'élasticité de l'acier

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A_{\perp} = 5\text{HA5} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement $S_t = 20$ cm

b- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{//} = 5\text{HA5} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement $S_t = 20$ cm

On adopter pour le ferailage de la dalle de compression un treillis soudé

(TL520) de dimension (150×150)

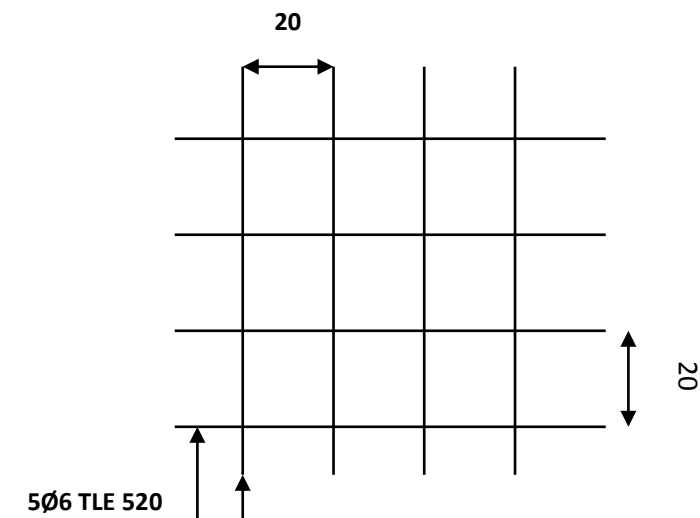


Figure III-6 : schéma statique du treillis soudé

III-3-3 Etude de la poutrelle :

a- Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives ($l' = 65 \text{ cm}$). Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque coté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l-b_0}{2}; \frac{L_1}{10}; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
- b : Distance entre axes des poutrelles
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles
- $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- L_1 : Longueur de la plus grande travée
- $L_1 = 3.35 \text{ m}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$
- h : hauteur totale de plancher

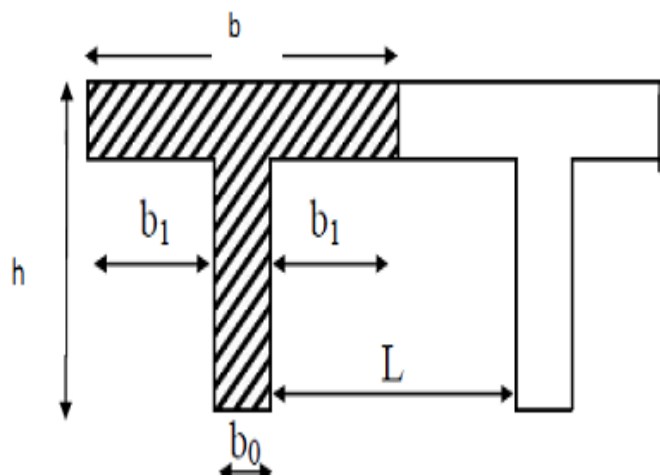


Figure III-7 : caractéristique géométrique de la section en T

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{335}{10} = 33.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{335}{2} = 111.66 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{on prend : } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = (2 \times b_1) + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Calcul de la poutrelle :

Le calcul se fait en deux étapes :

1^{er} Etape : avant coulage de la dalle de compression

Avant coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100 kg.

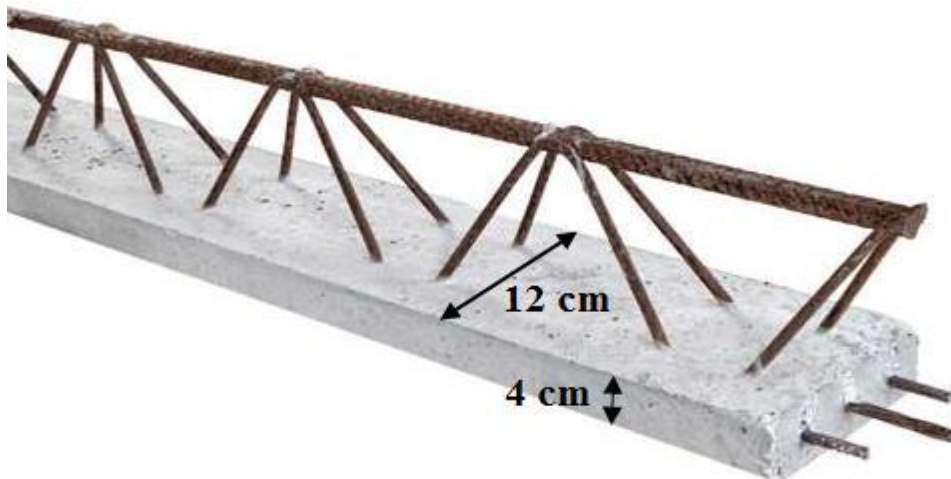


Figure III-8 : une poutrelle

- **Charges permanentes :**
- Poids propre de la poutrelle : $G_p = (0,12 \times 0,04) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux: $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

- **Moment maximal en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.35^2}{8} = 3.5 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant max :**

$$V_U = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.35}{2} = 4.187 \text{ KN}$$

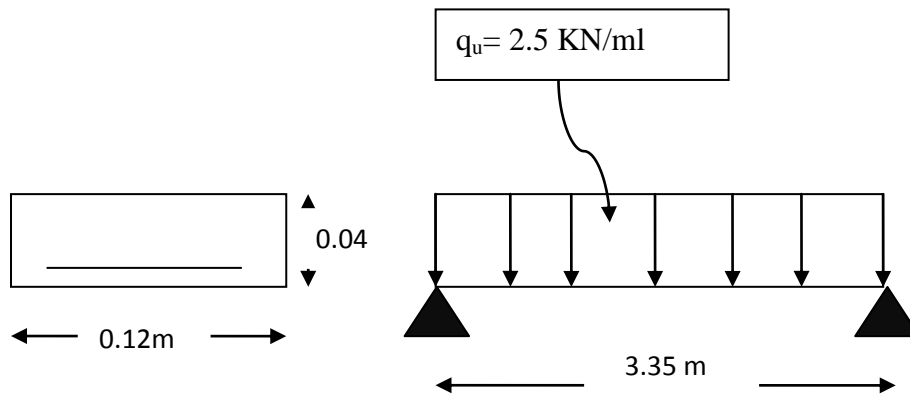


Figure III-9 : schémas statiques de la poutrelle

c- Ferrailage de la poutrelle :

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes : $b= 12 \text{ cm}$; $h= 4\text{cm}$;

$d= h - c= 2 \text{ cm}$ (hauteur utile) ; soient : $c=2\text{cm}$ (enrobage).

$$\mu_\mu = \frac{M_\mu}{bd^2f_{bu}} ; \text{ Avec } f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa avec } \theta = 1, \gamma_b = 1.5.$$

$$\text{Avec } \mu_\mu = \frac{3.5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5.13 \gg \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section Doublement Armée. Comme la}$$

hauteur (**4cm**) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

- **Calcul du moment limite correspondant a une section simplement armée :**

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$M_1 = 0.392 \times 0.120 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.267 \text{ KN.m.}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

Donc la largeur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$L_{\max} = 1\text{m}$.

2^{ème} Etape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément répartie.

d- Chargement :

- **Terrasse accessible :**

$$G = 6.06 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- **Etage courant :**

$$G = 5.10 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- **Etage de service :**

$$G = 5.10 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

- **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :**
- **Charges permanentes :**

Plancher terrasse : $G = 6.06 \times 0,65 = 3.939 \text{ KN/ml}$

Plancher étage courant : $G = 5.10 \times 0,65 = 3.315 \text{ KN/ml}$

Plancher étage de service et RDC (commerciale) : $G = 5.10 \times 0,65 = 3.315 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'exploitation :**

Plancher terrasse : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Plancher étage courant (habitation) : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

Plancher étage de service et RDC (commerciale) : $Q = 2,50 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

e- Combinaison des charges :

- **Plancher terrasse :**

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3.939) + 1,5(0.975) = 6,780 \text{ KN/ml}$

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3.939 + 0.975 = 4.914 \text{ KN/ml}$

- **Plancher d'étage courant (usage habitation):**

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3.315) + 1,5(0.975) = 5.937 \text{KN/ml}$

A L'ELS: $q_s = G + Q = 3.315 + 0.975 = 4.29 \text{KN/ml}$

- **Plancher d'étage de service et RDC (usage commerciale) :**

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3.315) + 1,5(1,625) = 6.913 \text{KN/ml}$

A L'ELS: $q_s = G + Q = 3.315 + 1,625 = 4.94 \text{KN/ml}$.

Remarque: on constate que le chargement pour le plancher étage de service et RDC est. plus défavorable

III-3-4 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

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

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

a- Choix de la méthode de calcul :

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

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes, comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux... L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL91, on peut appliquer la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q < 2G \quad \text{on a : } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5.10 = 10.2 \text{KN/m}^2 \\ Q < 5 \text{KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 1.5 \text{KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$\begin{array}{l}
 0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25. \\
 0.8 < \frac{3.2}{3.35} = 0.95 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{3.35}{2.9} = 1.15 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{2.9}{3.35} = 0.86 < 1.25 \\
 0.8 < \frac{3.35}{3.2} = 1.04 < 1.25 \\
 \\
 0.8 < \frac{3.2}{3.2} = 1 < 1.25
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

b- Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99) :

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

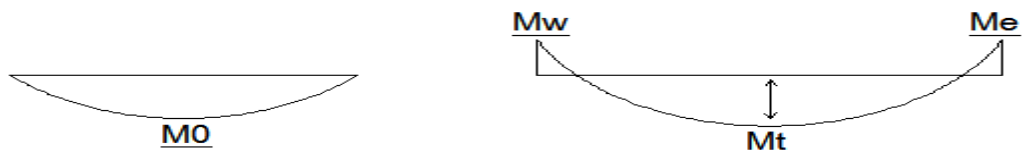


Figure III-10 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

c- Exposé de la méthode :

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

L : longueur entre nus d'appuis.

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

Les valeurs de M_e, M_w et M_t , doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_t \geq \max[1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{ Dans une travée intermédiaire}$
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{ Dans une travée de rive}$

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
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ 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 poutrelle sur 07 appuis, ainsi deux autre poutrelles une à 3 appuis et l'autre à 5 appuis.

d- Application de la méthode forfaitaire :

1^{er} Type : Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans la figure suivante

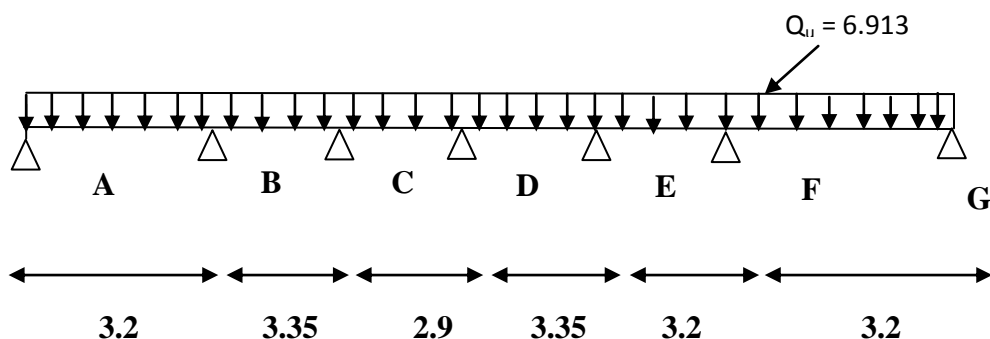


Figure III-11 : Schéma statique de calcul du 1er type de poutrelles

III-3-5 Calcul des sollicitations à l'ELU :

a- Calcul des moments isostatiques :

- Travée A-B ; E-F ; F-G :

$$M_{0A-B} = M_{0E-F} = M_{0F-G} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 3,2^2}{8} = 8.848 \text{KN.m}$$

- Travée B-C ; D-E :

$$M_{0B-C} = M_{0D-E} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 3,35^2}{8} = 9.697 \text{KN.m}$$

- Travée C-D :

$$M_{0C-D} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 2,9^2}{8} = 7.267 \text{KN.m}$$

b- Calcul des moments aux appuis :

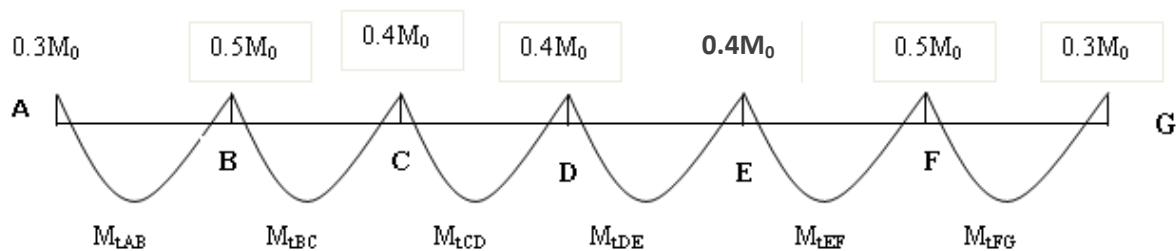


Figure III-12 : Diagramme des moments

- $M_A = 0,3M_{0AB} = 0,3 \times 8.848 = 2.654 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,5 \times M_{0BC} = 0,5 \times 9.697 = 4.848 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,4 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,4 \times M_{0BC} = 0,4 \times 9.697 = 3.878 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0,4 \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = 0,4 \times M_{0DE} = 0,4 \times 9.697 = 3.878 \text{ Kn.m}$
- $M_E = 0,4 \max(M_{0DE}; M_{0EF}) = 0,4 \times M_{0DE} = 0,4 \times 9.697 = 3.878 \text{ KN.m}$
- $M_F = 0,5 \max(M_{0EF}; M_{0FG}) = 0,5 \times M_{0EF} = 0,5 \times 8.848 = 4.424 \text{ KN.m}$
- $M_G = 0,3M_{0FG} = 0,3 \times 8.848 = 2.654 \text{ KN.m}$

c- calcul des moments en travée :

- **Calcul des coefficients :**

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$G = 3.315 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.625 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul le rapport de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.625}{1.625 + 3.315} = 0,3289 \leq 0,666$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.329$

$$1 + 0,3\alpha = 1.098$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0.549$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0.649$$

- **Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :**

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{0AB} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.098 > 1,05 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.098(8.848) - \frac{2.654 + 4.848}{2} = 5.964 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.649 \times 8.848 = 5.742 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 5.964 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (BC) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{0BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,098(9.697) - \frac{4.848 + 3.878}{2} = 6.284 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC} = 0,549 \times 9.697 = 5.323 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{BC} = 6.284 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (CD) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{0CD} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{CD} = (1 + 0,3\alpha)M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,098(7.267) - \frac{3.878 + 3.878}{2} = 4.101 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD} = 0,549 \times 7.267 = 3.989 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{CD} = 4.101 \text{ KN.m}$$

- **Etude de la travée (DE) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{0DE} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0DE}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0DE}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{DE} = (1 + 0,3\alpha)M_{0DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,098(9,697) - \frac{3.878 + 3.878}{2} = 6,769 \text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0DE} = 0,549 \times 9,697 = 5,323 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{DE} = 6,769 \text{KN.m}$$

- **Etude de la travée (EF) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{0EF} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0EF}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0EF}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{EF} = (1 + 0,3\alpha)M_{0EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,098(8,848) - \frac{3.878 + 4.424}{2} = 5,564 \text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0EF} = 0,549 \times 8,848 = 4,857 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{EF} = 5,564 \text{KN.m}$$

- **Etude de la travée (FG) (Travée de rive) :**

$$M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{0FG} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0FG}] - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0FG}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{FG} = (1 + 0,3\alpha)M_{0FG} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,098(8,848) - \frac{4.424 + 2.654}{2} = 6,176 \text{KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0FG} = 0,649 \times 8,848 = 6,391 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{FG} = 6.391 \text{ KN.m}$$

d- Calcul des efforts tranchants :

• **La travée (AB) :**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6.913 \times 3.2}{2} + \frac{4.848 - 2.654}{3.2} = 11.746 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{6.913 \times 3.2}{2} + \frac{4.848 - 2.654}{3.2} = -10.375 \text{ KN}$$

• **la travée (BC) :**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6.913 \times 3.35}{2} + \frac{3.878 - 4.848}{3.35} = 11.289 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{6.913 \times 3.35}{2} + \frac{3.878 - 4.848}{3.35} = -11.868 \text{ KN}$$

• **la travée (CD) :**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{6.913 \times 2.9}{2} + \frac{3.878 - 3.878}{2.9} = 10.023 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{6.913 \times 2.9}{2} + \frac{3.878 - 3.878}{2.9} = -10.023 \text{ KN}$$

• **la travée (DE) :**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{6.913 \times 3.35}{2} + \frac{3.878 - 3.878}{3.35} = 11.579 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{6.913 \times 3.35}{2} + \frac{3.878 - 3.878}{3.35} = -11.579 \text{ KN}$$

• **la travée (EF) :**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{6.913 \times 3.2}{2} + \frac{4.424 - 3.878}{3.2} = 11.231 \text{ KN}$$

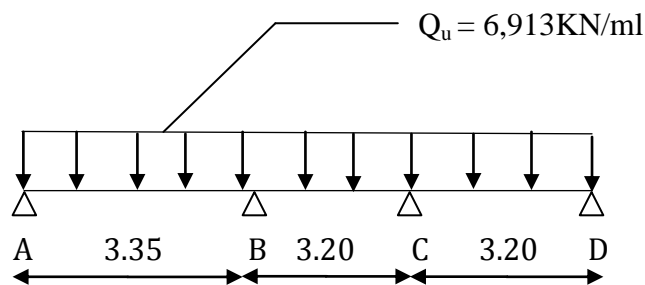
$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{6.913 \times 3.2}{2} + \frac{4.424 - 3.878}{3.2} = -10.890 \text{ KN}$$

- la travée (FG) :

$$V_F = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{EF}} = \frac{6.913 \times 3.2}{2} + \frac{2.654 - 4.424}{3.2} = 10.507 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{6.913 \times 3.2}{2} + \frac{2.654 - 4.424}{3.2} = -11.613$$

2^{ème} Type : On a une poutre sur quatre appuis, comme présentée dans la figure suivante



III-3-6 Calcul des moments isostatiques :

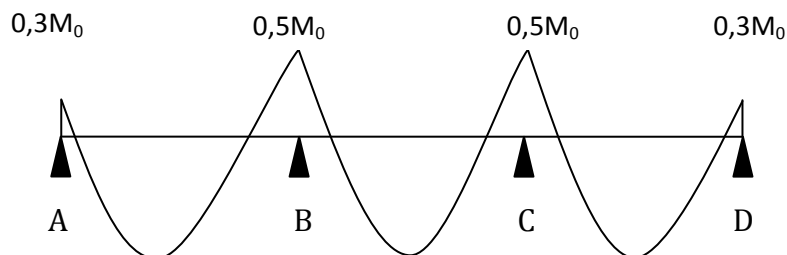
- Travée A-B:

$$M_{0A-B} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 3,35^2}{8} = 9.697 \text{ KN.m}$$

Travée B-C ; C-D:

$$M_{0B-C} = M_{0C-D} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 3,20^2}{8} = 8.848 \text{ KN.m}$$

- a- Calcul des moments aux appuis :



- $M_A = 0,3M_{0AB} = 0,3 \times 9.697 = 2.909 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0,5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,5 \times M_{0AB} = 0,5 \times 9.697 = 4.848 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0,5 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0,5 \times M_{0EF} = 0,5 \times 8.848 = 4.424 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0,3M_{0CD} = 0,3 \times 8.848 = 2.654 \text{ KN.m}$

b- calcul des moments en travée :

On a : $\alpha = 0.329$

• **Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :**

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{0AB} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.098(9.697) - \frac{2.909 + 4.848}{2} = 6.768 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.649 \times 9.697 = 6.293 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 6.768 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée (BC) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{0BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,098(8.848) - \frac{4.848 + 4.424}{2} = 5.079 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.549 \times 8.848 = 4.857 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 5.079 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée (CD) (Travée de rive) :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{0CD} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{CD} = (1 + 0,3\alpha)M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.098(8.848) - \frac{4.424 + 2.654}{2} = 6.176 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0CD} = 0.649 \times 8.848 = 5.742 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{CD} = 6.176 \text{ KN.m}$$

c- Calcul des efforts tranchants :

• **La travée (AB) :**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6.913 \times 3.35}{2} + \frac{4.848 - 2.909}{3.35} = 12.158 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{6.913 \times 3.35}{2} + \frac{4.848 - 2.909}{3.35} = -11.00 \text{ KN}$$

• **la travée (BC) :**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6.913 \times 3.20}{2} + \frac{4.424 - 4.848}{3,20} = 10.928 \text{ KN}$$

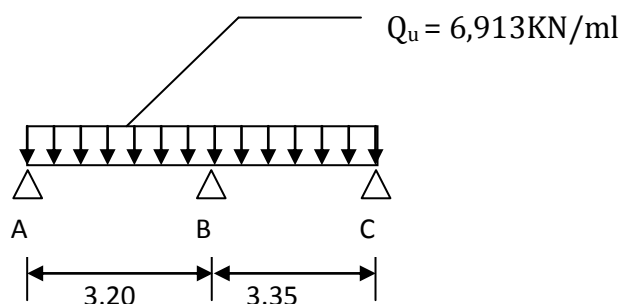
$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{6.913 \times 3,20}{2} + \frac{4.424 - 4.848}{3,20} = -11.193 \text{ KN}$$

• **la travée (CD) :**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{6.913 \times 3.20}{2} + \frac{2.654 - 4.424}{3.20} = 10.507 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{6.913 \times 3.20}{2} + \frac{2.654 - 4.424}{3.20} = -11.613 \text{ KN}$$

3^{ème} Type : On a une poutre sur trois appuis, comme présentée dans la figure suivante



III-3-7 Calcul des moments isostatiques :

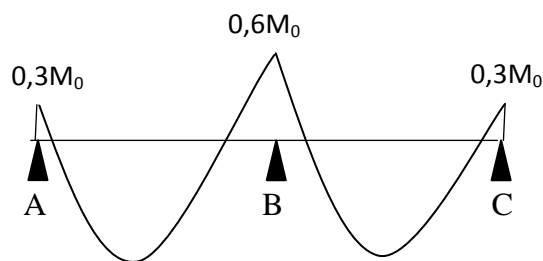
- **Travée A-B:**

$$M_{0A-B} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 3.20^2}{8} = 8.848 \text{ KN.m}$$

- **Travée B-C:**

$$M_{0B-C} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,913 \times 3.35^2}{8} = 9.697 \text{ KN.m}$$

a- Calcul des moments aux appuis :



$$M_A = 0,3M_{0AB} = 0,3 \times 8.848 = 2.654 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0,6 \times M_{0BC} = 0.6 \times 9.697 = 5.807 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{0BC} = 0,3 \times 9.697 = 2.909 \text{ KN.m}$$

d- calcul des moments en travée :

On a :

$$\alpha = 0.329$$

- **Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :**

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_{0AB}; (1 + 0,3\alpha)M_{0AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.098(8.848) - \frac{2.654 + 5.807}{2} = 5.484 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.649 \times 8.848 = 5.742 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 5.742 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée (BC) (Travée de rive) :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{0BC} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,098(9,697) - \frac{5,807 + 2,909}{2} = 6,289 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0BC} = 0,649 \times 9,697 = 6,293 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 6,293 \text{ KN.m}$

c- Calcul des efforts tranchants :

• **La travée (AB) :**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{6,913 \times 3,20}{2} + \frac{5,807 - 2,654}{3,20} = 12,046 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{6,913 \times 3,20}{2} + \frac{5,807 - 2,654}{3,20} = -10,075 \text{ KN}$$

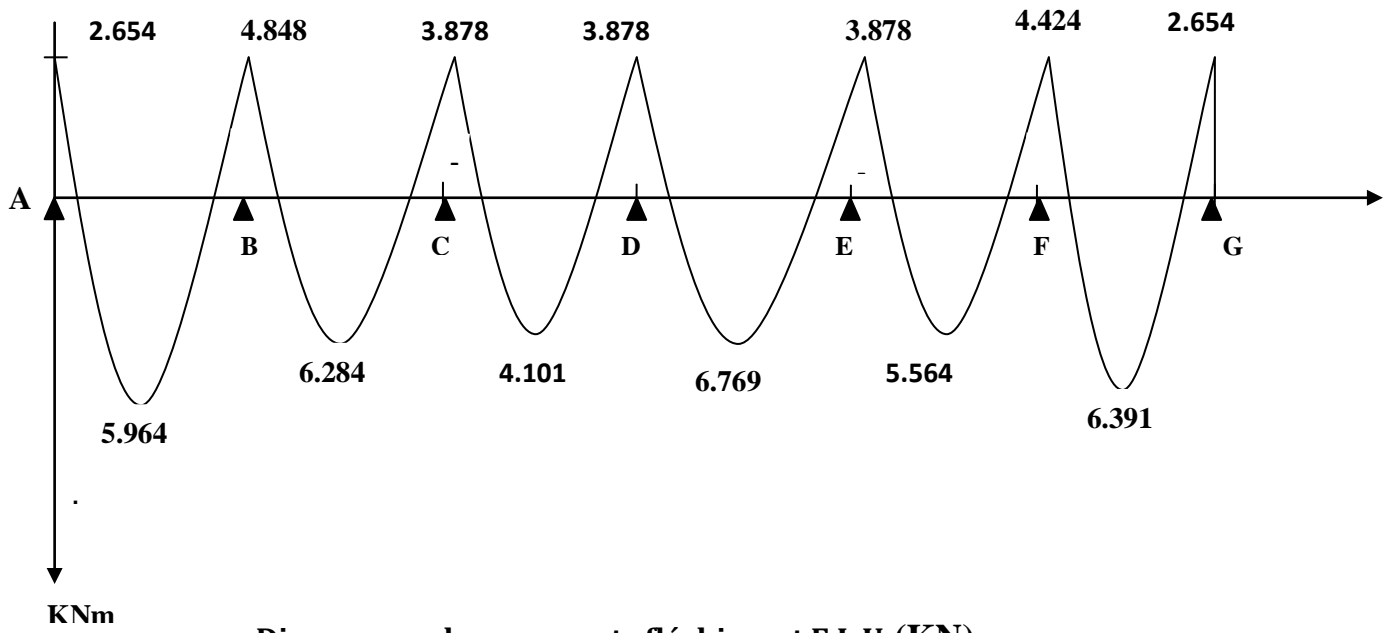
• **la travée (BC) :**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{6,913 \times 3,35}{2} + \frac{2,909 - 5,807}{3,35} = 10,714 \text{ KN}$$

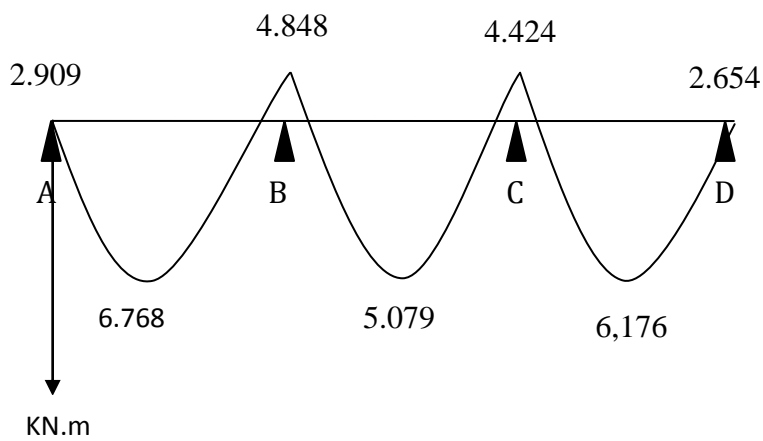
$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{6,780 \times 3,35}{2} + \frac{2,909 - 5,807}{3,35} = -12,444 \text{ KN}$$

d- Diagramme des moments :

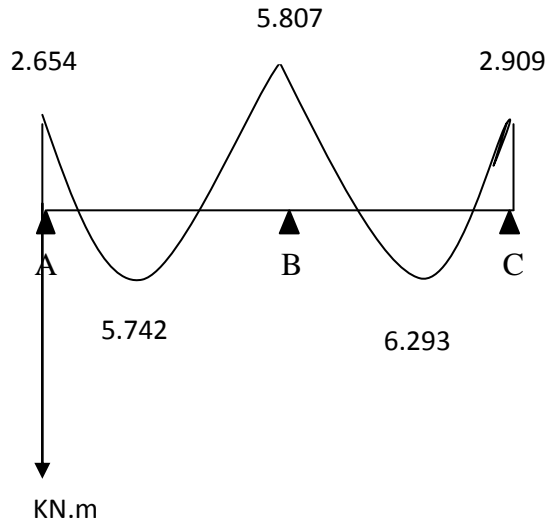
1^{er} type :



2^{ème} type :



3^{ème} type :



e- Diagramme des efforts tranchants :

1^{er} type :

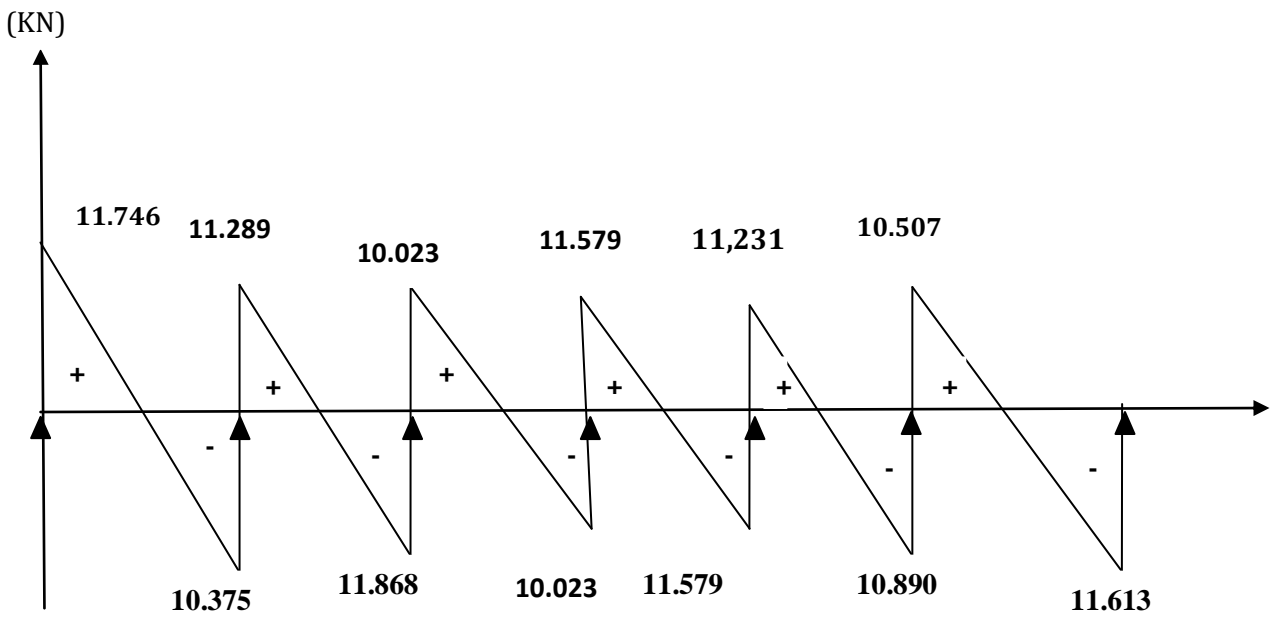
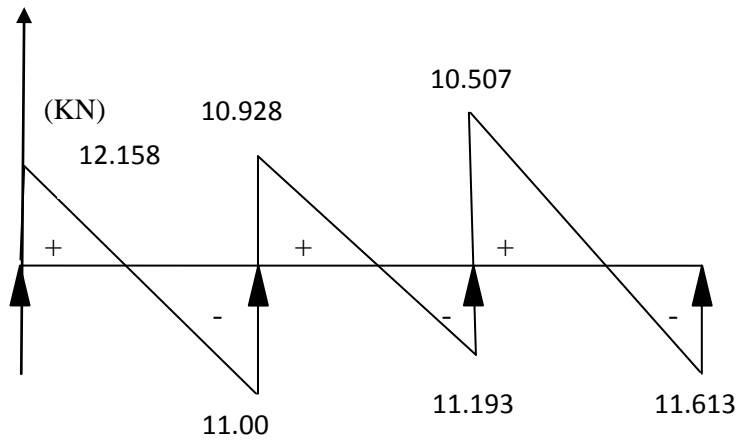
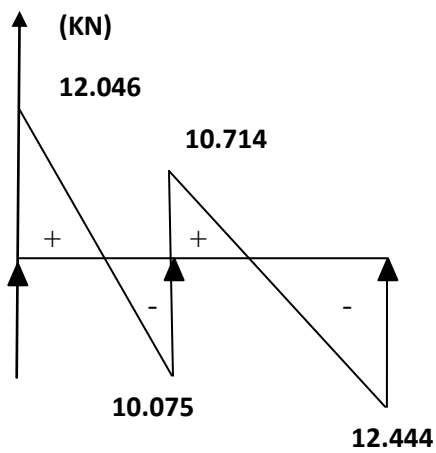


Diagramme des efforts tranchants E.L.U (KN)

2^{ème} type :



3^{ème} type :

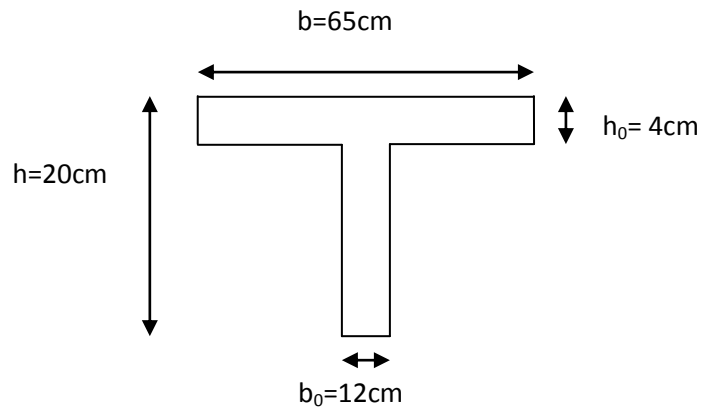


III-3-8 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments Max en travées et sur appuis. Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

- $M_t^{\max} = 6.769\text{KN.m}$
- $M_a^{\max} = 5.807\text{KN.m}$
- $V_u^{\max} = 12.444\text{KN}$.

La poutre sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :



a- Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{KN.m} > M_t^{\max} = 6.769 \text{KN.m}$$

Alors : L'axe neutre se situe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.769 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,022 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{6.769 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,09 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1,09 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{cm}^2}$$

b- Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.807 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,104 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,104 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{5.807 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 348} = 0,98 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0,98 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{cm}^2}$$

c- Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des barres :**

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{\max} \right) \quad \text{(Art 7.2.21/BAEL91)}$$

Avec: φ_{\max} est le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\varphi \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,71 \text{mm} = 0,571 \text{cm}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{cm}$$

On prend $\varphi = 6 \text{cm}$

$$\text{On adopt } 2HA6 \quad \longrightarrow \quad A_t = 0,56 \text{cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\varphi 6$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) = \min (16,2; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend: $\mathbf{S_t = 15 \text{cm}}$.

d- Verifications à l'ELU:

• **Vérification au cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1):**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}; 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.25\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.444 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.576\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,576\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e- Condition de non fragilité :

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.41\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$A_a = 1,57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{12.444 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times 3,14 \times 10} = 1.223 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.223\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g- Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91) :

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec $a=0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \cdot 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6\text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6\text{KN}$$

• **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 11.746 \text{ KN} < 129,6\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 12.444 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_s} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}^{\text{appuis}}}{0,9d} \right)$

$$A_s = 2.35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.444 - \frac{5.807}{0,9 \times 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12.444 - 35.22)$$

$$A_s = 2.35 \geq -0,67 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

i- Ancrage des barres (BAEL91/ Art. A6.1.23) :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

avec : $\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

D'où : $l_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \varphi = 35,27 \varphi$; on prend : $L_s = 40 \varphi$

Soit un crochet de $0.4 L_s = 16 \varphi$.

III-3-9 Calcul de la poutre à l'ELS :

a- Combinaison de charge :

$$q_s = 4.940 \text{ KN/ ml}$$

$$q_s = G+Q = 4.940 \text{ KN/ml.}$$

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.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.94}{6.913} = \mathbf{0.71}$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 6.769 \times 0,71 = \mathbf{4,805 \text{ KN.m}}$$

$$M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5.807 \times 0,71 = \mathbf{4.1229 \text{ KN.m}}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

b- Etat limite de la compression du béton :

En travée : $M_t^{\max} = 4.804$

• **Contrainte dans les aciers :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 65} = 0.201 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow K_1 = 53.49$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4.804 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.35} = 122,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• **Contrainte de compression dans béton :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = 122.51 / 53.49 = 2.29 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_{aps}^{\max} = 4.1229 \text{ KN.m}$

• **Contrainte dans l'acier :**

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

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.48$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4.1229 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 166.543 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• **Contrainte dans béton :**

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 166.543 / 25.48 = 6.536 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : la vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

c- Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

d- Etat limite de déformation (BAEL91. Art B.6.5.1) :

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

- h: hauteur totale de la section.
- L : portée libre maximale.
- M_t : moment maximum de flexion.
- b_0 : largeur de nervure.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{20}{335} = 0.059 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.059 > \frac{4.804}{10 \times 4.804} = 0.1 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.0108 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Remarque : Les conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est indispensable.

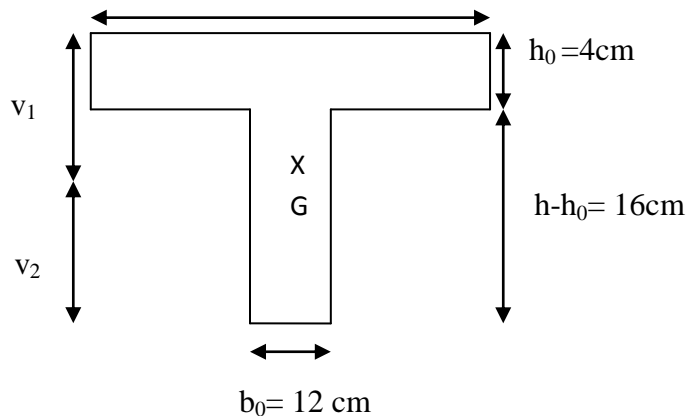
• Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/BAEL91) :

$$f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 x h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$



Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.098 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.098 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.098^3 + 12.90^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.098 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20134.95 \text{ cm}^4$$

On a :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0108} = 1.52$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 122,51 + 2,1}; 0 \right\} = \max\{0,772; 0\}$$

• D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 20134,95}{1 + 1,52 \times 0,772} = 10190,502 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v I_{fv}} = \frac{4,804 \times 10^2 \times (3500)^2}{10 \times 10818,87 \times 10190,502} = 5,337 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

→ Condition vérifiée.

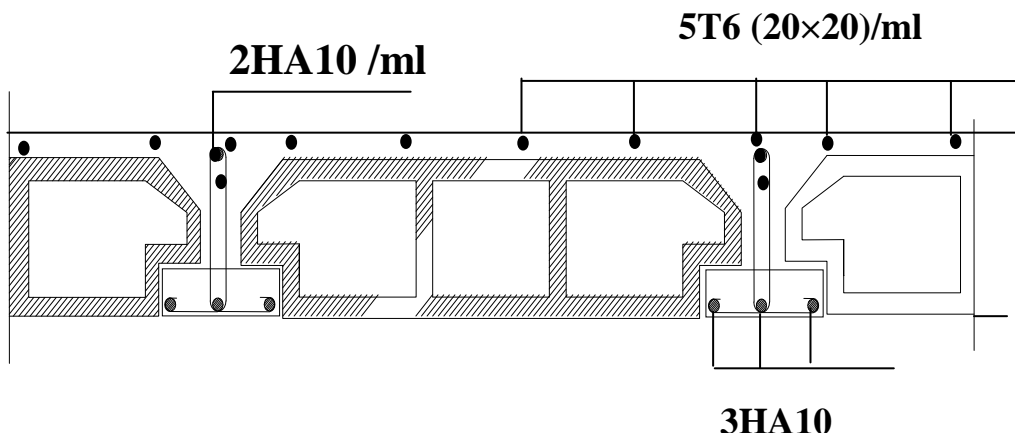


Figure III-13 : Schéma ferrailage du plancher en corps creux

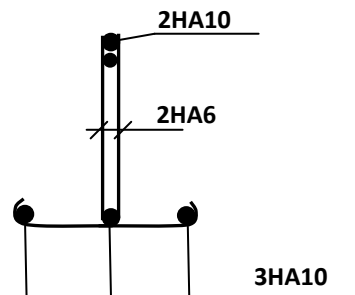


Figure III-14 : Plan de ferrailage de poutrelle

III-4 Les balcons :

III-4-1 Etude de la dalle pleine :

La console est calculée telle une poutre encastree à une extrémité et libre de l'autre. Soumise à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ils sont constitués de dalles pleines et sont dimensionné comme suit :

- largeur $L = 1.30 \text{ m}$
 - longueur $l = 3.35 \text{ m}$
- $$\rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.3}{3.35} = 0.38 \leq 0.4$$

→ la dalle travaille dans un seul sens

- un garde du corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$ en brique pleine de 10.5 cm d'épaisseur

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

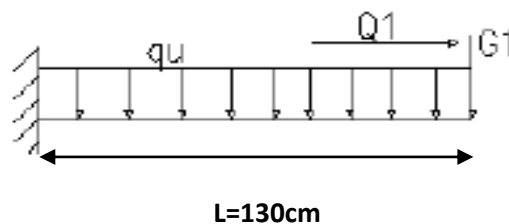


Figure III-15 : Schéma statique du balcon

III-4-1-1 Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminé comme suite :

$$e_p = L/10 = 130 / 10 = 13 \text{ cm.} \quad \text{Soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-4-1-2 Charges et surcharges du balcon :

a- Charges permanentes :

Poids propre de la dalle pleine : $25 * 0.15 * 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

Poids de revêtement :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G=1,56

Tableau III-1 : Caracteristiques des elements de revetements

Donc : $G_{total} = 3.75 + 1.56 = 5.31 \text{KN/ml}$

b- Charge concentrée :

Poids du garde de corps :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
La brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit ciment	0,02*2	18	0,72
			G = 1,62

Tableau III-2 : Caractéristiques des éléments du garde du corps

c- Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation $Q = 3,5 \text{KN}$

d- Combinaison de charges :

Le balcon travaille en flexion simple

- **A L' ELU :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Pour la dalle : $q_{u1} = 1,35(5,31) + 1,5(3,5) = 12,418 \text{Kn/ml}$

Garde de corps : $q_{u2} = 1,35(1,62) = 2,187 \text{Kn/ml}$

III-4-1-3 Calcul à l'ELU :

a- Calcul du moment sollicitant :

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,418 \times 1,30^2}{2} + 2,187 \times 1,30 = 13,33 \text{ KN.m}$$

b- Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$V_u = 12,418 \times 1,30 + 2,187 = 18,33 \text{ KN}$$

III-4-2 Ferrailage :

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

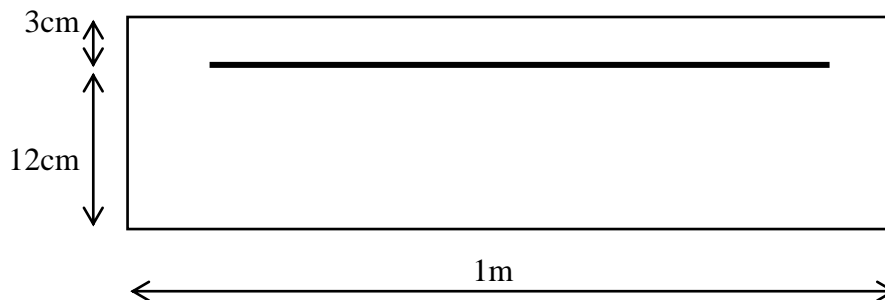


Figure III-16 : Section transversale de la dalle

a- Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13,33 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,065$$

$$u = 0,065 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\text{Du tableau } \mu=0,065 \Rightarrow \beta = 0,9665 \quad A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,33 \times 10^3}{0,9665 \times 12 \times 348} = 3,302 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm² avec S_t = 100/4 = 25 cm

b- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8=2,01 cm² avec St= 100/4 =25cm

III-4-3 Vérification à l'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité (Art .4.2,1 BAEL91/Modifié99) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot x \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{18,33 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

c- Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91) :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} \leq \tau_{se} \bar{\tau}_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \tau_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\text{Et : } \sum u_i \cdot n \cdot \Phi \cdot \pi = 4 \times 12 \times 3,14 = 150,72 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18,33 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,12 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

d- Ancrage réctiligne des barres :

La longueur de scellement est donné par la formule suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \dots\dots\dots A.6.1,221BAEL91/Modifié99.$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Article A.6.1,253 du BAEL91/Modifié99 admet que l'ancrage rectiligne est assuré lorsque la portée ancrée mesuré au moins $l_r = 0,4 * l_s = 0,4 * 45 = 18 \text{ cm}$

e- Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartitions : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

III-4-4 Calcule à l'état limite de service ELS :

III-4-4-1 Combinaison de charge G+Q :

Pour la dalle : $q_{s1} = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ KAN/ml}$

Garde corps : $q_{s2} = 1 \text{ G}_1 = 1,62 \text{ KN/ml}$

a- Calcule du moment sollicitant :

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + q_{s2} \cdot l$$

$$M_s = \frac{(8,81 * 1,30^2)}{2} + 1,62 * 1,30 = 9,55 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \mathbf{M_s = 9,55 \text{ KN.m}}$$

b- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{Mim} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\min \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \implies \rho_1 = \frac{100 \times 4,52}{100 \cdot 12} = 0.379 \quad \implies \beta_1 = 0,905$

$$\implies K_1 = 37,63$$

Alors :
$$K = \frac{1}{K_1} = 1/37,63 = 0,026 \quad \Longrightarrow \quad K = 0,026$$

Alors
$$\sigma_{st} = \frac{9,55 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 4,52 \times 10^2} = 194,55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

c- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,026 \times 194,55 = 5,058 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition}$
vérifiée, donc il n'y a pas de fissure dans le béton comprimé.

d- Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

1) $\frac{h}{l} \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$

2) $\frac{A}{bo \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$

3) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{10} \times \frac{9,55}{9,55} = 0,10 \quad \text{Condition vérifiée.}$

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

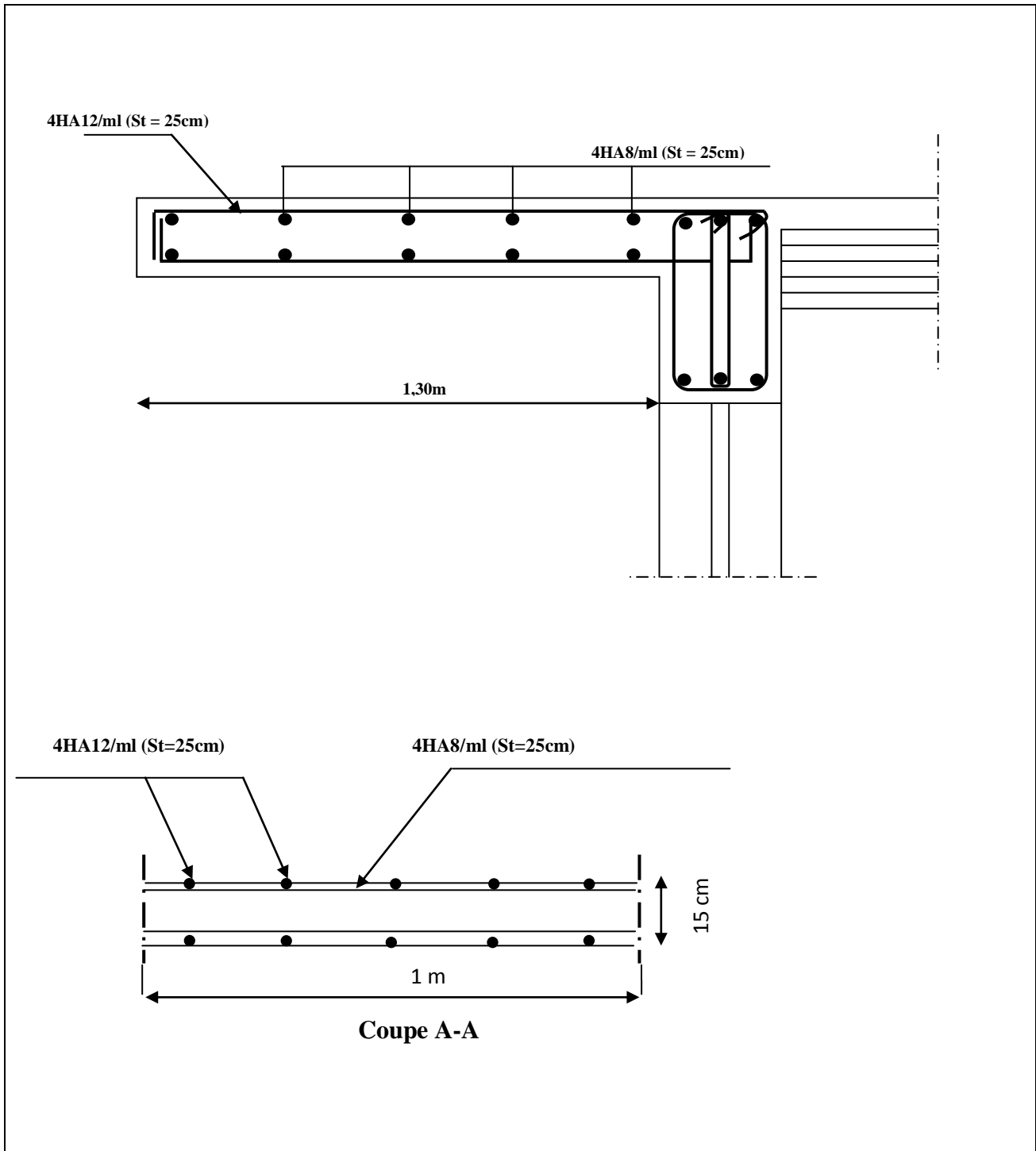


Figure III-17 : Schéma ferrailage du balcon

III-5 La salle machine :

III-5-1 Introduction :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (7 niveaux), et une hauteur de 28.07m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.65 \times 1,55) = 2.56 \text{ m}^2$. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$. La salle machine sera en brique sans voiles en vu de sa position dans les plans.

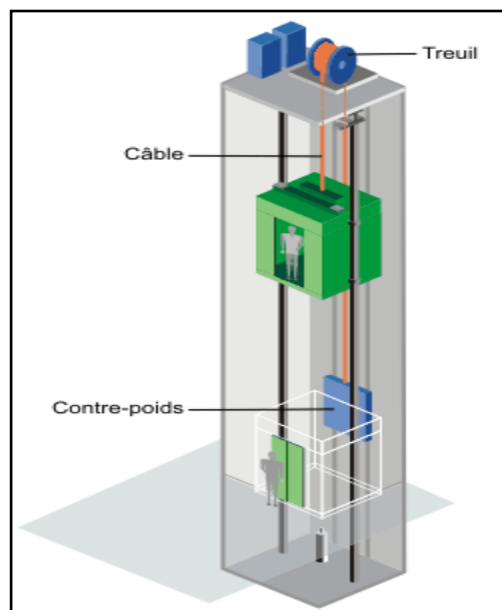


Figure III-18 : Schéma ascenseur

III-5-2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose sur (04) appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

- $M_{x1} = q (M1 + \vartheta.M2)$
- $M_{y1} = q(M2 + \vartheta.M1)$

Avec : M1 et M2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de

- $(\rho = L_x/L_y ; U/L_x \text{ et } V/L_y)$
- ϑ : Coefficient de poisson
- $\vartheta = 0$ à l'ELU
- $\vartheta = 0,2$ à l'ELS

- **q**: charge totale appliquée sur un rectangle centré
- **U** et **V** : dimension du rectangle sur lequel s'applique la charge **q**

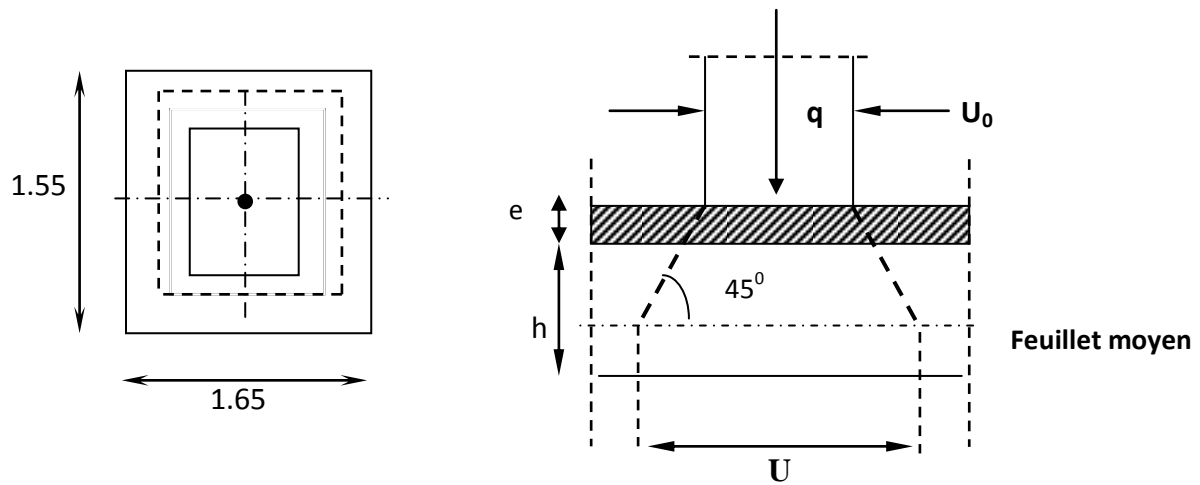


Figure III-19 : schéma de la salle machine

- $U = U_0 + 2\xi e + ht$
- $V = V_0 + 2\xi e + ht$

Avec :

- $-ht$ = épaisseur de la dalle on a $h_t = 20$ cm.
- e = épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm)
- -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 : $\rightarrow \xi = 1.0$
- $-(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen
- $-(U_0 \times V_0)$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80$ cm)

D'où :

- $U = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110$ cm
- $V = 80 + 2 \times 5 + 25 = 110$ cm.

III-5-3 Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.65} = 0.93 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,93 \leq 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{1.10}{1.55} = 0.7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{1.10}{1.65} = 0.66 \end{array} \right. \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens

- À partir des abaques de PIGEAUD :
- $M_1 = 0.077$
- $M_2 = 0.062$

III-5-3-1 Calcul des moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

- A l'ELU :

$$v = 0 \quad M_{x1} = q_u M_1 \quad M_{y1} = q_u M_2$$

Avec : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 80 + 1.5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml}$.

D'où :

- $M_{x1} = 108 \times 0.077 = 8.316 \text{ KN/ml}$.
- $M_{y1} = 108 \times 0.062 = 6.696 \text{ KN/ml}$.

III-5-3-2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

- $\mu_x = 0.0428$
- $\mu_y = 0.841$
- $q_u = 1.35G + 1.5Q$

a- Poids de la dalle :

- $G = 25 \times 0.20 + 22 \times 0.05 = 6.10 \text{ KN/ml}$
- $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = (1.35 \times 6.10 + 1.5 \times 1.00) \times 1 \text{ m} = 9.735 \text{ KN/ml}$

D'où :

- $M_{x2} = 1.001 \text{ KN.m}$
- $M_{y2} = 0.841 \text{ KN.m}$

b- Superposition des moments :

- $M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 8.316 + 1.001 = 9.317 \text{ KN.m}$
- $M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 6.696 + 0.841 = 7.537 \text{ KN.m}$

III-5-3-3 Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

a- Moment en travée :

- $M_t = 0.85M$
- $M_{xt} = 0.85M_{0x} = 7.919 \text{ KN.m}$
- $M_{yt} = 0.85 M_{0y} = 6.406 \text{ KN.m}$

b- Moment aux appuis :

- $M_a = -0.3M$
- $M_{xa} = -0.3M_{0x} = -2.795 \text{ KN.m}$
- $M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.261 \text{ KN.m}$

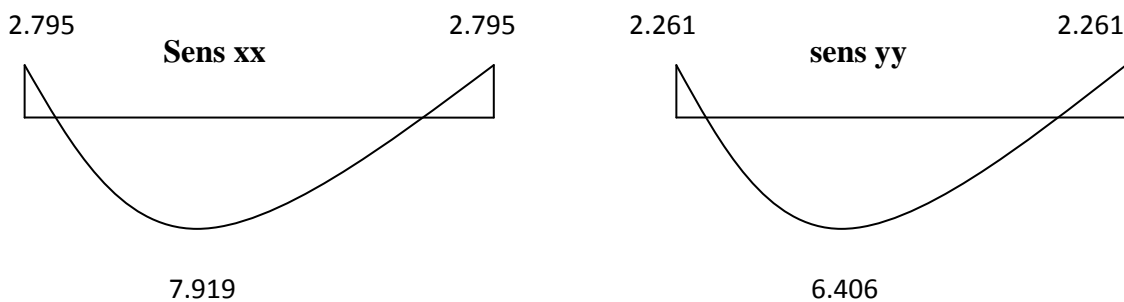


Figure III-20 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU

III-5-4 Calcul de la section d'armature :

a- Sens x-x :

- **Calcul du moment réduit :**
- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.919 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,018 \leq 0,392 \quad \text{SSA} \rightarrow$$

Avec : $d = h_t - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$ (la hauteur utile)

$$\text{On a : } \mu_b = 0.018 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.919 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :
- Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.795 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,006 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.795 \times 10^3}{0.997 \times 18 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

b- Sens y-y :

- En travée :
- Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.406 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,014 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Avec : $d = h_t - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$ (la hauteur utile)

On a : $\mu_b = 0.014 \longrightarrow \beta = 0,993$

$$A_t = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.406 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :
- Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.261 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0,004 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,998$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.261 \times 10^3}{0.998 \times 18 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 4 \text{ HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

III-5-5 Vérification à l'ELU :

III-5-5-1 Diamètre minimal des barres (art A-7.2.1 BAEL91/modifié99) :

On doit vérifier que :

$$\square_{\max} \leq h_t/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\square \square = 8 \text{ mm} < \square_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-5-2 Ecartement des barres (art A-8.2.1 BAEL91/modifié99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures //à } l_x : A_x/L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{---Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures //à } l_y : A_y/L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{---Condition vérifiée}$$

III-5-5-3 Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL91/modifié99) :

a- **Aux appuis :**

$$A \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0,8 \%$

$$A_{min \ x} = 0,0008 \times 100 \times \frac{20}{2} (3 - 0,93) = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_a^x = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_a^y = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,66 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

b- **En travée :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_t^y = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,20 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

III-5-5-4 Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL 91/modifié 99) :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(110+110) = 440 \text{ cm} = 4,40 \text{ m.}$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$N_u = 108 < 0,045 \times 4,40 \times 0,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a- Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{N_u}{2U+V} = \frac{108}{(2 \times 1,10) + 1,10} = 32,72 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{N_u}{3U} = \frac{108}{3(1,10)} = 32,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{32,72}{1 \times 0,18} = 181,77 \text{ KN/m}^2 = 0,181 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-5-6 Calcul a l'ELS :

III-5-6-1 Moments engendrés par le système de levage :

- A l'ELS :

$$v = 0,2 \quad \Leftrightarrow \quad M_{0x1} = q_s (M1 + \vartheta.M2)$$

$$M_{0y1} = q_s (M2 + \vartheta.M1)$$

Avec: $q_s = G = 80 \text{ KN/ml}$.

D'où:

$$M_{0x1} = 80(0,077 + 0,2 \times 0,062) = 7,152 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0y1} = 80(0,062 + 0,2 \times 0,077) = 6,192 \text{ KN/ml}$$

III-5-6-2 Moment engendrés par le poids propre de la dalle:

Avec: $v = 0,2$; $\mu_x = 0,0500$ et $\mu_y = 0,891$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0500 \times 5,85 \times 1,55^2 = 0,702 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y2} = \mu_y M_{0x2} = 0,891 \times 0,702 = 0,625 \text{ KN.m}$$

III-5-6-3 Superposition des moments :

$$M_{0x} = M_{0x1} + M_{0x2} = 7,152 + 0,702 = 7,854 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0y1} + M_{0y2} = 6,192 + 0,625 = 6,817 \text{ KN.m}$$

III-5-6-4 Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

a- Moment en travée :

- $M_t = 0.85M$
- $M_{xt} = 0.85M_{Ox} = 6.675 \text{ KN.m}$
- $M_{yt} = 0.85 M_{Oy} = 5.794 \text{ KN.m}$

b- Moment aux appuis :

- $M_a = -0.3M$
- $M_{xa} = -0.3M_{Ox} = -2.356 \text{ KN.m}$
- $M_{ya} = -0.3M_{Oy} = -2.045 \text{ KN.m}$

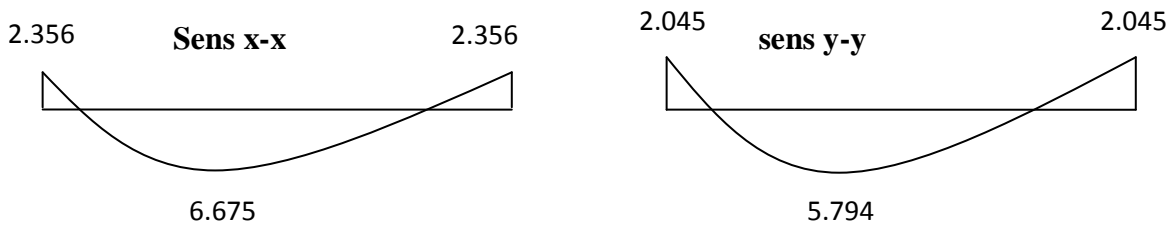


Figure III-21 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU

III-5-7 Vérification à l'ELS:

III-5-7-1 Contrainte de compression dans le béton:

a- Sens x-x; (sens le plus défavorable) :

- **Aux appuis :**

$M_a = 2.356 \text{ KN.m}$

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 18} = 0,112 \rightarrow \beta = 0,945 \rightarrow K_1 = 75.91$

$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{2.356 \times 10^6}{0,945 \times 180 \times 2.01 \times 10^2} = 68.908 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 0.90 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

- **En travée :**

$$M_t = 6.675 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 18} = 0,112 \rightarrow \beta = 0,945 \rightarrow K_1 = 75.91$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{6.675 \times 10^6}{0,945 \times 180 \times 2.01 \times 10^2} = 195.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2.57 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

III-5-7-2 Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

III-5-7-3 Etat limite de déformation (Art B.7.5 BAEL 91/modifiée 99) :

Dans le cas de la dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{155} = 0,129 \geq \frac{6.675}{20(7.854)} = 0,042 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

- $\frac{A_x}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 18} = 0,001 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

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

Conclusion : Le ferrailage de la dalle salle machine est comme suit :

a- En travées :

- 4HA8/ml (sens x-x) ; $s_t = 25\text{cm}$
- 4HA8/ml (sens y-y) ; $s_t = 25\text{cm}$

b- Aux appuis :

- 4HA8/ml (sens x-x) ; $s_t = 25\text{cm}$
- 4HA8/ml (sens y-y) ; $s_t = 25\text{cm}$

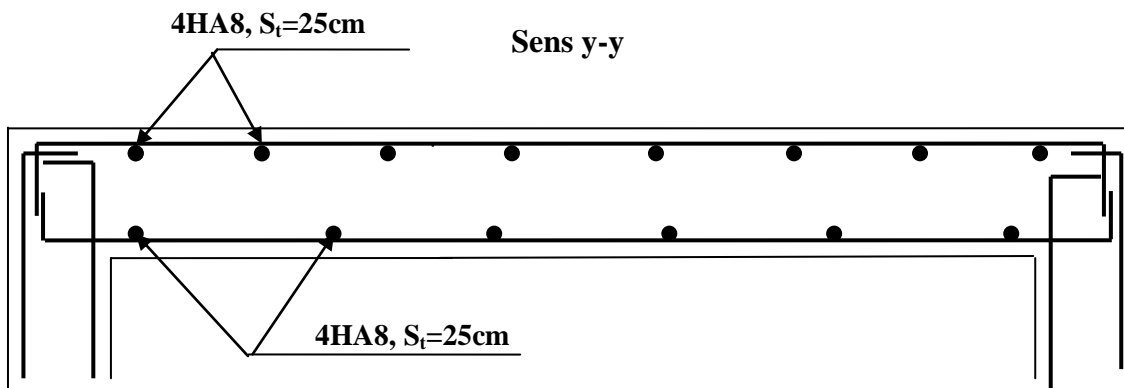
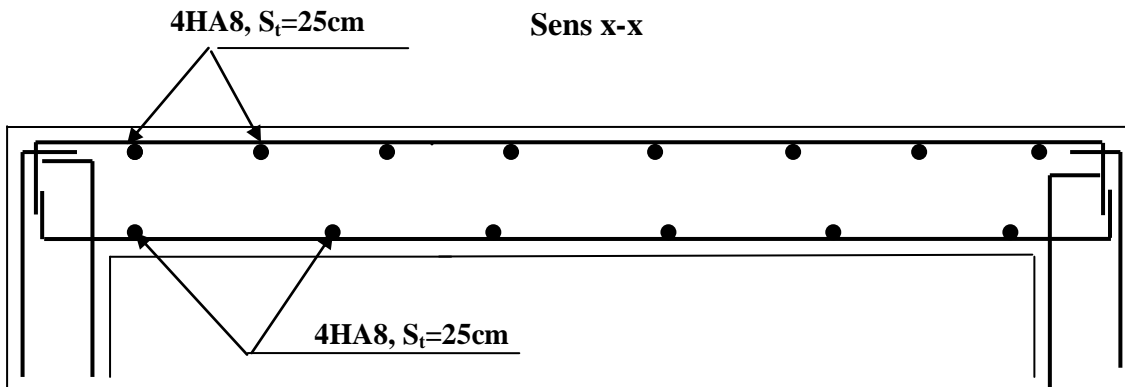


Figure III-22 : Schéma de ferrailage de la salle machine

III-6 Etude des escaliers :

III-6-1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

Dans notre cas, il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en trois types :

- Type 1 : Des escaliers qui mènent aux étage courants
- Type 2 : Escalier du RDC
- Type 3 : Escalier du sous-sol

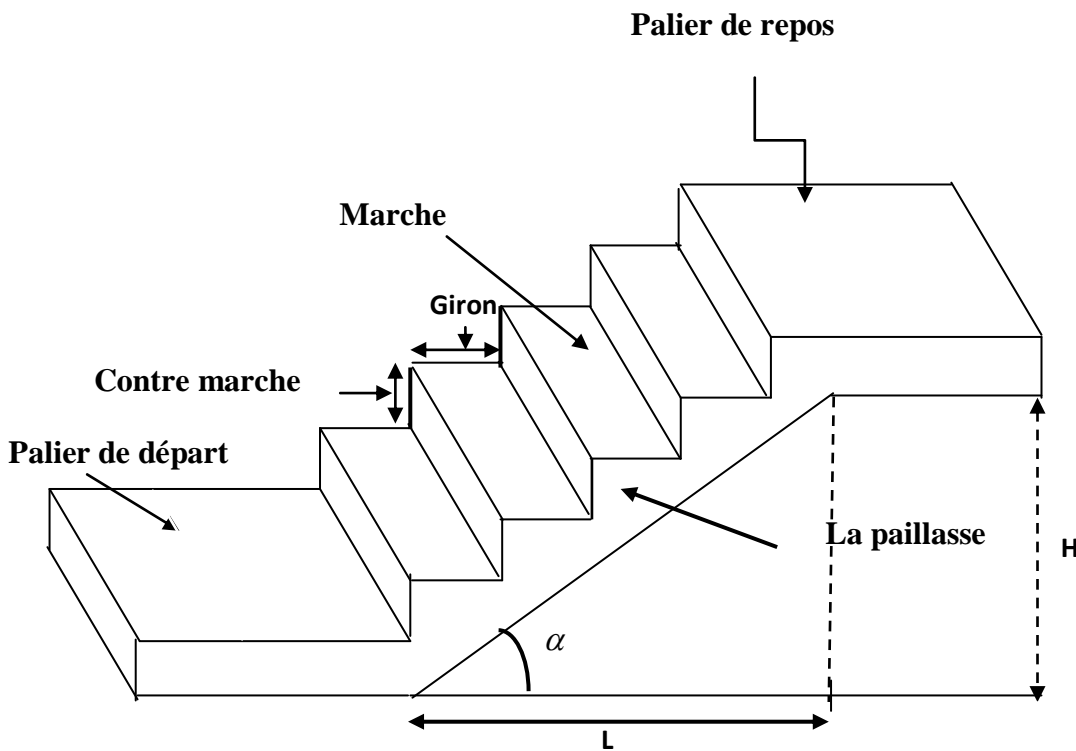


Figure III-23 : schéma de l'escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20 cm. $14 \leq h \leq 20$, dans notre cas on adopte pour $h=17$ cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan séparant deux contremarches successives. Elle varie entre 22 et 33 cm.
- **La volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-6-2 Etude de l'escalier d'étage courant :

III-6-2-1 Pré-dimensionnement de l'escalier :

On a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée :

$$h_{volée} = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m}$$

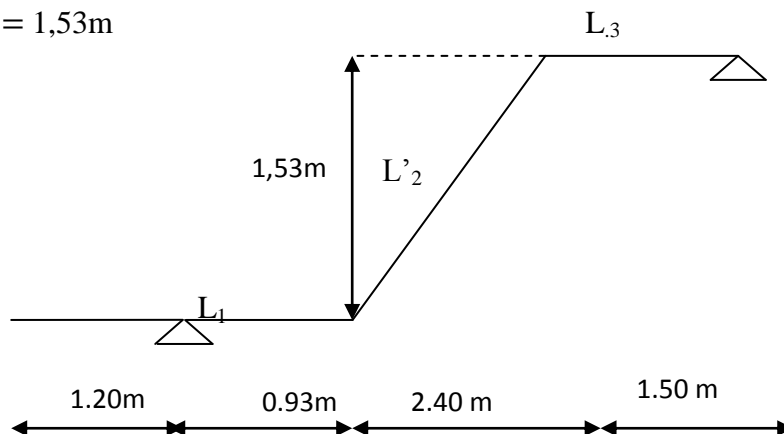


Figure III-24 : schéma statique de la volée de l'étage courant

- **Le nombre de contremarche « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- **Le nombre de marche « m » :**

$$m = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \rightarrow 26 \leq 2h + g \leq 32\text{cm}$$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

On a : $59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}; \quad \text{Avec : } l_0 : \text{longueur du palier et de la paillasse (entre appuis).}$$

- **Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)**

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L} \rightarrow L = \frac{240}{\cos(32.52)} = 285 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 + L_3 = 93 + 285 + 150 = 528 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{528}{30} \leq ep \leq \frac{528}{20} \rightarrow 17.6 \leq ep \leq 26.4$$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs : $ep = 20 \text{ cm}$

III-6-2-2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

b. La charge centrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = 1.43 \times 2.44 \times 1 \text{ ml} = 3.489 \text{ KN/ml.}$$

c. Les charges permanentes :

- Le palier :

Eléments	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0.20	25	5
Lit de sable	0.02	18	0.36
mortier	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G total			6.4 KN/m²
Q palier			2.5 KN/m²

Tableau III-3 : Charge et surcharge revenant au palier de l'étage courant

Le paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du paillasse	$\frac{ep}{\cos\alpha}$ $\frac{0.20}{\cos 32.52}$	25	5.93
Poids propre des marches	$\frac{ep}{2}$ $= \frac{0.20}{2}=0.1$	25	2.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
G total			9.83KN/m²
Q paillasse			2.5KN/m

Tableau III-4 : Charge est surcharge revenant à la paillasse de l'étage courant

d-Combinaison de charge étage courant :

- **L'état limite ultime (ELU) : $q_u = 1,35G+1,5Q$**

Palier : $q_u^{\text{palier}} = 1,35 \times 6.4 + 1,5 \times 2,5 = 12.39 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_u^{\text{paillasse}} = 1,35 \times 9.83 + 1,5 \times 2,5 = 17.02 \text{ kN/m}^2$.

Charge centrée : $q_{u \text{ mur}} = 1.35 \times 3.489 = 4.71 \text{ kN/m}^2$.

- **L'état limite de service (ELS) : $q_s = G+Q$**

Palier : $q_s^{\text{palier}} = 6.4 + 2,5 = 8.9 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_s^{\text{paillasse}} = 9.83 + 2,5 = 12.33 \text{ kN/m}^2$.

Charge centrée : $q_{s \text{ mur}} = 3.489 \text{ kN/m}^2$.

III-6-2-3 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

a- Calcul des réactions d'appuis :

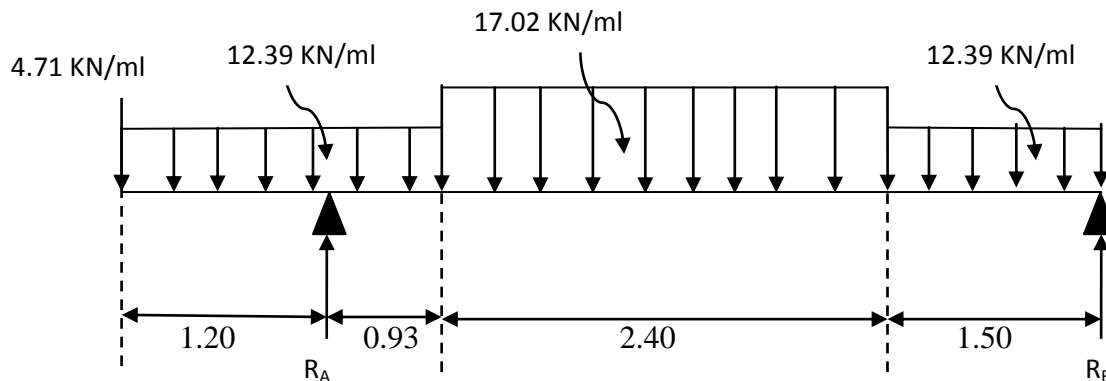


Figure III-25 : schéma statique du chargement à l'ELU

- D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 4.71 + 12.39 \times (1.20 + 0.93) + 17.02 \times (2.40) + 12.39 \times (1.50)$$

$$R_A + R_B = 90.533 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (4.71 \times 1.20) + (12.39 \times 1.2 \times 0.6) - (12.39 \times 0.93 \times 0.47) - (17.02 \times 2.40 \times 2.13) - (12.39 \times 1.5 \times 4.08) + R_B \times 4.83 = 0$$

$$\rightarrow 4.83 R_B = 153.676 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_A = 58.729 \text{ KN} \\ R_B = 31.804 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 1.2$:

$$T_y = -12.39x - 4.71$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow T_y = -4.71 \text{ KN}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow T_y = -19.578 \text{ KN}$

$$M_z = -4.71x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow M_z = -14.572 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 2.13$:**

$$T_y = -4.71 + R_A - 12.39 \times 1.2 - 12.39(x-1.2)$$

$$T_y = -4.71 + 58.729 - 14.868 - 12.39(x-1.2)$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = 39.151 \text{ KN}$

Pour $x = 2.13 \text{ m} \rightarrow T_y = 27.628 \text{ KN}$

$$M_z = -4.71x + R_A(x-1.2) - [(12.39 \times 1.2)(0.6 + (x-1.2))] - 12.39 \frac{(x-1.2)^2}{2}$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_z = -14.572 \text{ KN.m}$

Pour $x = 2.13 \text{ m} \rightarrow M_z = 16.479 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.5$:**

$$T_y = 12.39x - R_B$$

$$T_y = 12.39x - 31.804$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = -31.804 \text{ KN}$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow T_y = -13.219 \text{ KN}$

$$M_z = R_B x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow M_z = 33.767 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 4 : $1.5 \leq x \leq 3.9$:**

$$T_y = 12.39 \times 1.5 - R_B + 17.02(x-1.5) \rightarrow x = 2.5 \text{ cm}$$

$$T_y = 18.585 - 31.804 + 17.02(x-1.5)$$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow T_y = -13.219 \text{ KN}$

Pour $x = 3.9 \text{ m} \rightarrow T_y = 27.629 \text{ KN}$

$$M_z = R_B x - [(12.39 \times 1.5)(0.75 + (x-1.5))] - 8.51(x-1.5)^2$$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow M_z = 33.767 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.9 \text{ m} \rightarrow M_z = 16.475 \text{ KN.m}$

Moment max : $M^{\max} = 38.9 \text{ KN.m}$

c- Les diagrammes des efforts internes (ELU) :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment M^{\max} aux niveaux des appuis et en travée.

$$M_A = M_B = -0.3 M^{\max} = - 11.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 33.065 \text{ KN.m}$$

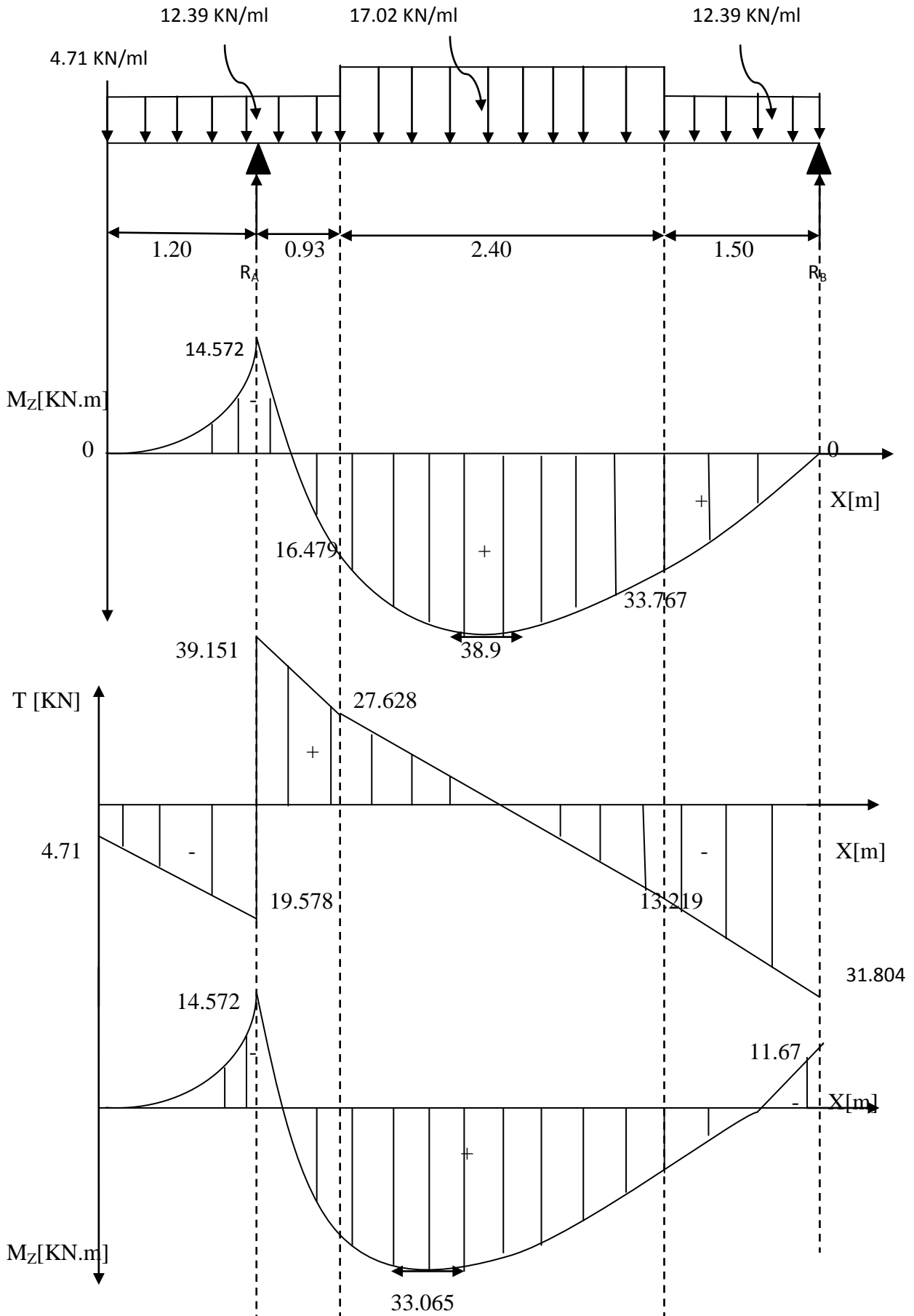


Figure III-26 : schéma statique du chargement a l'ELS

III-6-2-4 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELS :

a. Calcul des réactions d'appuis :

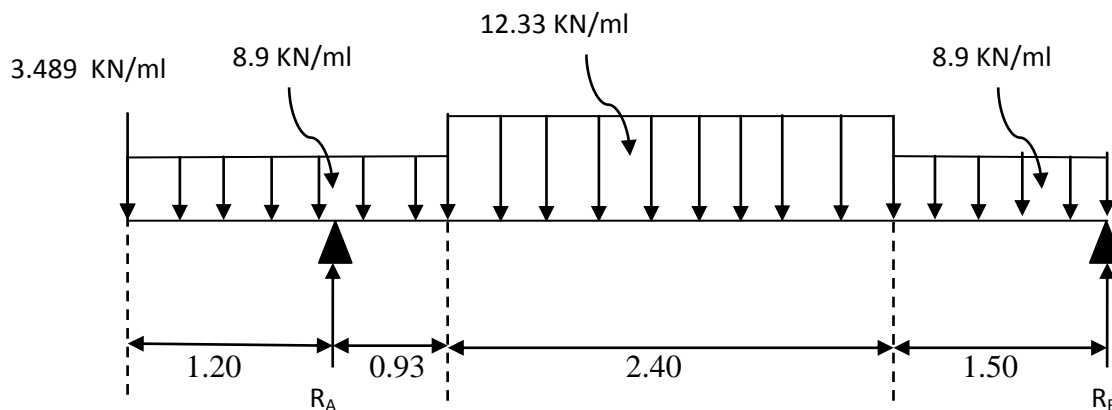


Figure III-27 : schéma statique du chargement à l'ELS

- D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 3.489 + 8.9 \times (1.20 + 0.93) + 12.33 \times (2.40) + 8.9 \times (1.50)$$

$$R_A + R_B = 65.388 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (3.489 \times 1.20) + (8.9 \times 1.2 \times 0.6) - (8.9 \times 0.93 \times 0.47) - (12.33 \times 2.40 \times 2.13) - (8.9 \times 1.5 \times 4.08) + R_B \times 4.83 = 0$$

$$\rightarrow 4.83 R_B = 110.79 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_A = 42.458 \text{ KN} \\ R_B = 22.93 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 1.2$:

$$T_y = -8.9x - 3.489$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow T_y = -3.489 \text{ KN}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow T_y = -14.169 \text{ KN}$

$$M_z = -3.489x - 8.9 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow M_z = -10.59 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 2.13$:**

$$T_y = -3.489 + R_A - 8.9 \times 1.2 - 8.9(x-1.2)$$

$$T_y = -3.489 + 42.458 - 10.68 - 8.9(x-1.2)$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = 28.329 \text{ KN}$

Pour $x = 2.13 \text{ m} \rightarrow T_y = 20.012 \text{ KN}$

$$M_z = -3.489x + R_A(x-1.2) - [(8.9 \times 1.2)(0.6 + (x-1.2))] - 8.9 \frac{(x-1.2)^2}{2}$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_z = -10.59 \text{ KN.m}$

Pour $x = 2.13 \text{ m} \rightarrow M_z = 11.865 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.5$:**

$$T_y = 8.9x - R_B$$

$$T_y = 8.9x - 22.93$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = -22.93 \text{ KN}$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow T_y = -9.58 \text{ KN}$

$$M_z = R_B x - 8.9 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow M_z = 24.382 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 4 : $1.5 \leq x \leq 3.9$:**

$$T_y = 8.9 \times 1.5 - R_B + 12.33(x-1.5) \rightarrow x = 2.5 \text{ cm}$$

$$T_y = 13.35 - 22.93 + 12.33(x-1.5)$$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow T_y = -9.58 \text{ KN}$

Pour $x = 3.9 \text{ m} \rightarrow T_y = 20.012 \text{ KN}$

$$M_z = R_B x - [(8.9 \times 1.5)(0.75 + (x-1.5))] - 6.165(x-1.5)^2$$

Pour $x = 1.5 \text{ m} \rightarrow M_z = 24.38 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.9 \text{ m} \rightarrow M_z = 11.86 \text{ KN.m}$

Moment max : $M^{\max} = 27.797 \text{ KN.m}$

c- Les diagrammes des efforts internes (ELS) :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment M^{\max} aux niveaux des appuis et en travée.

$$M_A = M_B = -0.3 M^{\max} = -8.339 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 23.627 \text{ KN.m}$$

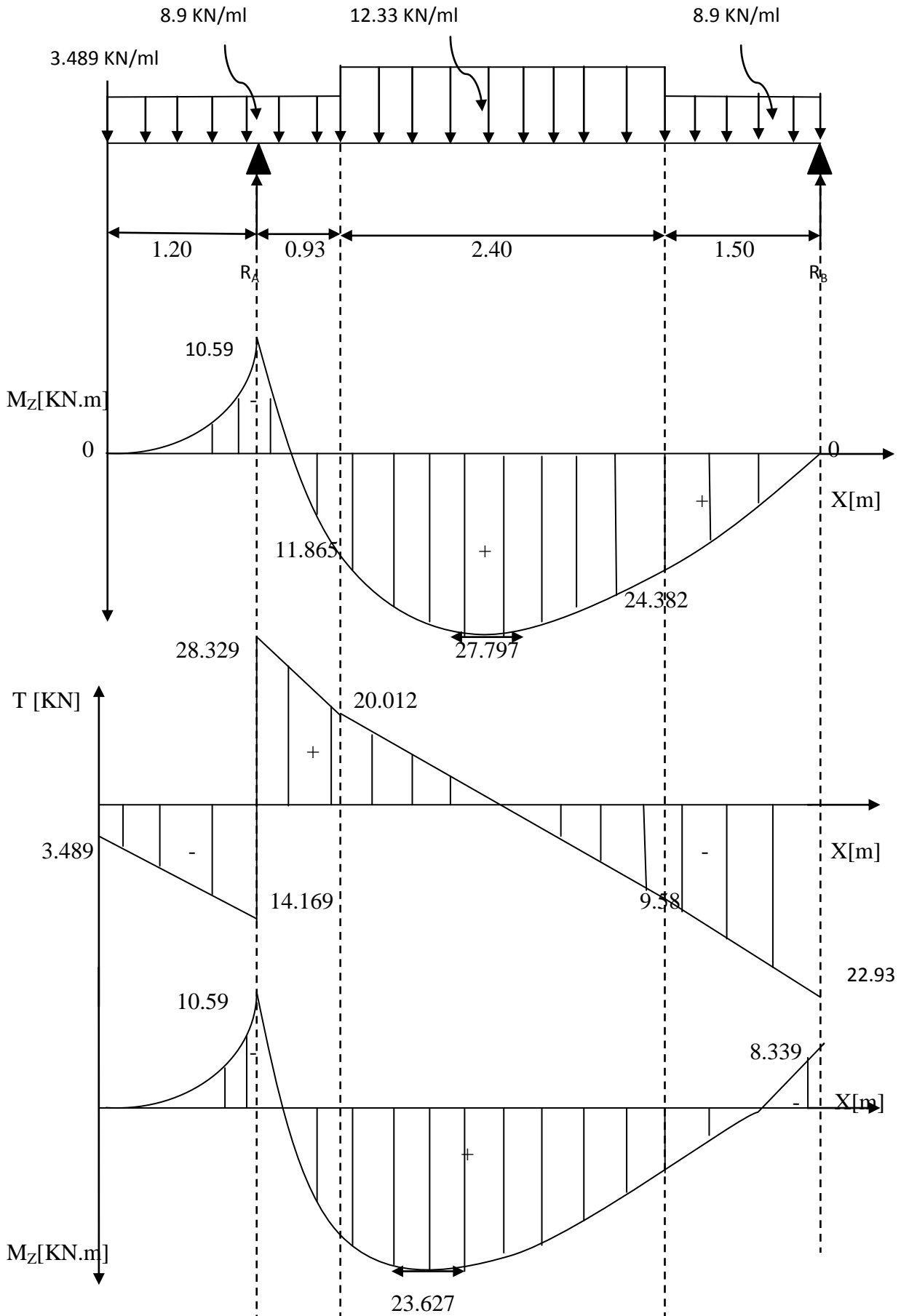
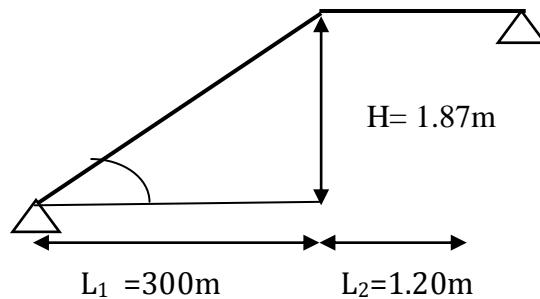


Figure III-28 : schéma statique du chargement a l'ELS

III-6-3 Etude des escaliers du RDC :

III-6-3-1 pré-dimensionnement des escaliers :

$$h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$$



Pour les dimensions des marches (g) giron et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL, qui est la suivante : $0,6 \leq g + 2h \leq 0,66$

La limite inférieure 0,6 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

a. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche **h = 17 cm**.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = \mathbf{11 \text{ contre marches.}}$$

b. Nombre de marches

$$M = n - 1 = 11 - 1 = \mathbf{10 \text{ marches}}$$

c. calcul de giron:

Il est calculé comme suite :

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

• Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ m} \leq g + 2h = (2 \times 17) + 30 = 64 \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow$$

La relation est vérifiée

d- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

La profondeur du palier de repos $l_2=1,20\text{m}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,87}{3} = 0,623 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 31,92^\circ$$

- Calcul de la longueur réelle de la paillasse :

$$l_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{3}{\cos 31,92} = 3,55\text{m}$$

$$L_0 = l_0 + l_2 = 3,55 + 1,20 = 4,75\text{m}$$

- Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{475}{30} \leq e_p \leq \frac{475}{20} \longrightarrow 16\text{cm} \leq e_p \leq 23,75\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 16\text{cm}$.

III-6-3-2 Détermination des charges et surcharges :

a. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}.$$

b. Les charges permanentes :

- Le palier :

Eléments	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0.16	25	4
Lit de sable	0.02	18	0.36
mortier	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G total			5.4 KN/m²
Q palier			2.5 KN/m²

Tableau III-4 : Charge et surcharge revenant au palier de RDC

- Paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	ϕ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du paillasse	$ep / \cos\alpha$ 0.16/cos 32.52	25	4.74
Poids propre des marches	$ep/2 = 0.16/2=0.08$	25	2
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
G total			8.14KN/m²
Q paillasse			2.5 KN/m

Tableau III-5 : Charge est surcharge revenant à la paillasse de RDC

c. Combinaison de charge étage courant :

- L'état limite ultime (ELU) : $q_u = 1,35G+1,5Q$

Palier : $q_u^{\text{palier}} = 1,35 \times 5.4 + 1,5 \times 2,5 = 11.04 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_u^{\text{paillasse}} = 1,35 \times 8.14 + 1,5 \times 2,5 = 14.739 \text{ kN/m}^2$.

- L'état limite de service (ELS) : $q_s = G+Q$

Palier : $q_s^{\text{palier}} = 5.4 + 2,5 = 7.9 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_s^{\text{paillasse}} = 8.14 + 2,5 = 10.64 \text{ kN/m}^2$.

III-6-3-3 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

a- Calcul des réactions d'appuis :

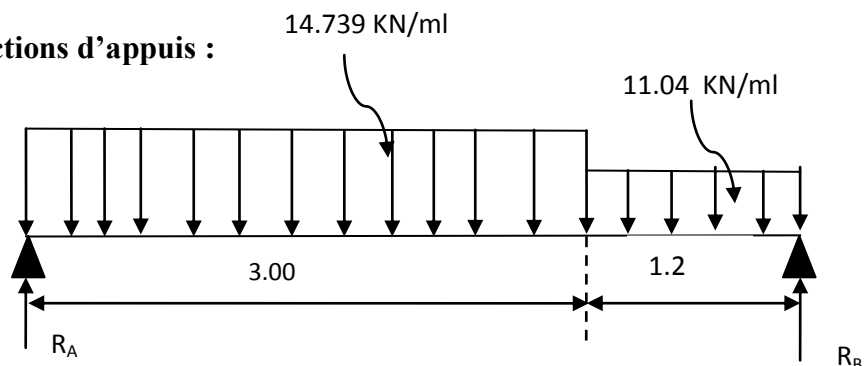


Figure III-29 : schéma statique du chargement a l'ELU

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 14.739 \times (3.00) + 11.04 \times (1.20)$$

$$R_A + R_B = 57.465 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow (14.739 \times 3 \times 2.7) + (11.04 \times 1.2 \times 0.6) = R_A \times 4.2$$

$$\rightarrow 4.2 R_A = 127.334 \quad \Rightarrow \begin{cases} R_A = 30.32 \text{ KN} \\ R_B = 27.145 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

• **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 3.0$:**

$$T_y = R_A - 14.739 x$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \rightarrow T_y=30.32 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=3.00\text{m} \rightarrow T_y=-13.897 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - 14.739 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \rightarrow M_z= 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=3.00\text{m} \rightarrow M_z= 24.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max : } T_y=0\text{m} \rightarrow 30.32 - 14.739x=0 \rightarrow x= 2.05 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 31.19 \text{ KN.m}$$

• **Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$:**

$$T_y = 11.04x - R_B$$

$$\text{Pour } x= 0 \text{ m} \rightarrow T_y= -27.145 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x= 1.2\text{m} \rightarrow T_y= -13.897 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - 11.04 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x= 0 \text{ m} \rightarrow M_z= 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x= 1.2 \text{ m} \rightarrow M_z=24.625\text{KN.m}$$

c- Les diagrammes des efforts internes (ELU) :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment M^{\max} aux niveaux des appuis et en travée.

$$M_A = M_B = -0.3 M^{\max} = -9.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 26.51 \text{ KN.m}$$

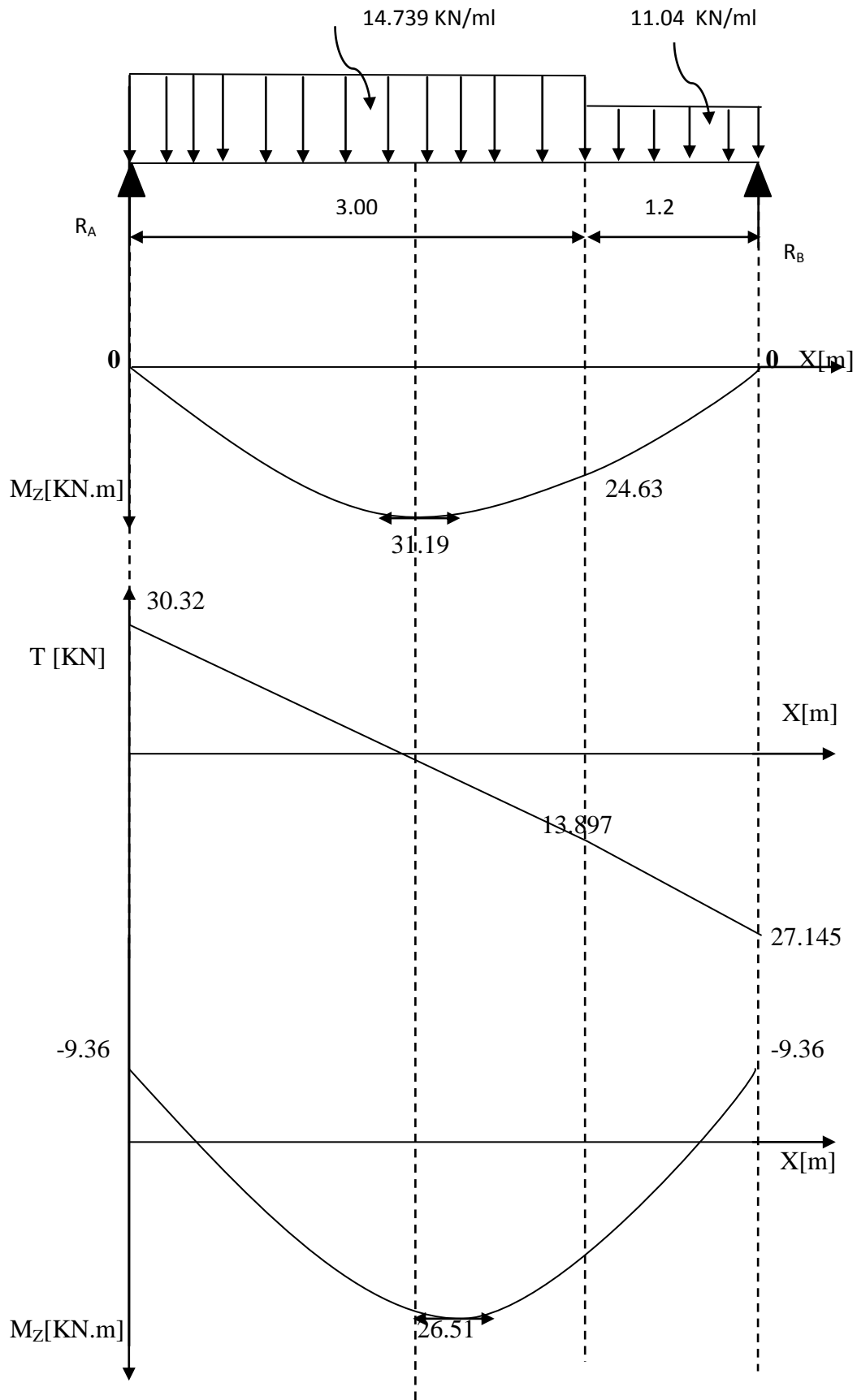


Figure III-30 : schéma statique du chargement a l'ELU

III-6-3-4 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELS :

a- Calcul des réactions d'appuis :

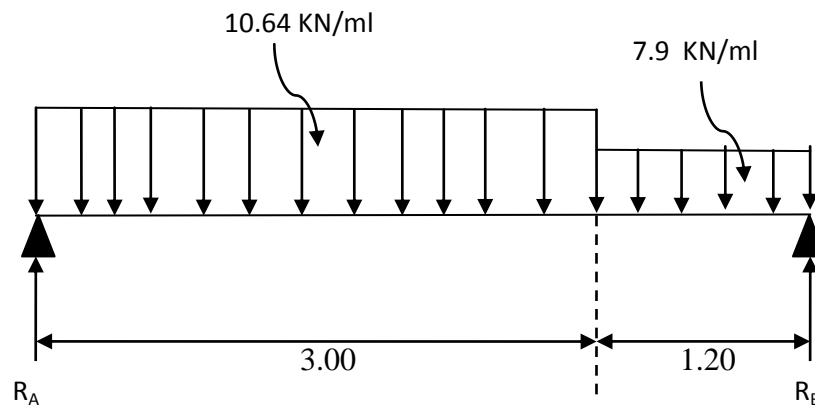


Figure III-31 : schéma statique du chargement à l'ELS

- D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10.64 \times (3.00) + 7.9 \times (1.20)$$

$$R_A + R_B = 41.4 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow (10.64 \times 3 \times 2.7) + (7.9 \times 1.2 \times 0.6) = R_A \times 4.2$$

$$\rightarrow 4.2 R_A = 91.87 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \begin{cases} R_A = 21.87 \text{ KN} \\ R_B = 19.53 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 3.0$:

$$T_y = R_A - 10.64 x$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \rightarrow T_y=21.87 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=3.00\text{m} \rightarrow T_y=-10.05 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - 10.64 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \rightarrow M_z= 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=3.00\text{m} \rightarrow M_z= 17.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max : } T_y = 0\text{m} \rightarrow 21.87 - 10.64x=0 \rightarrow x= 2.05 \text{ m}$$

$$M^{\text{max}} = 22.47 \text{ KN.m}$$

- **Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.2$ m:**

$$T_y = 7.9x - R_B$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = -19.53 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = -10.05 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - 7.9 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_z = 17.73 \text{ KN.m}$$

- c- Les diagrammes des efforts internes (ELS) :**

$$M_A = M_B = -0.3 M^{\max} = -6.741 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 19.10 \text{ KN.m}$$

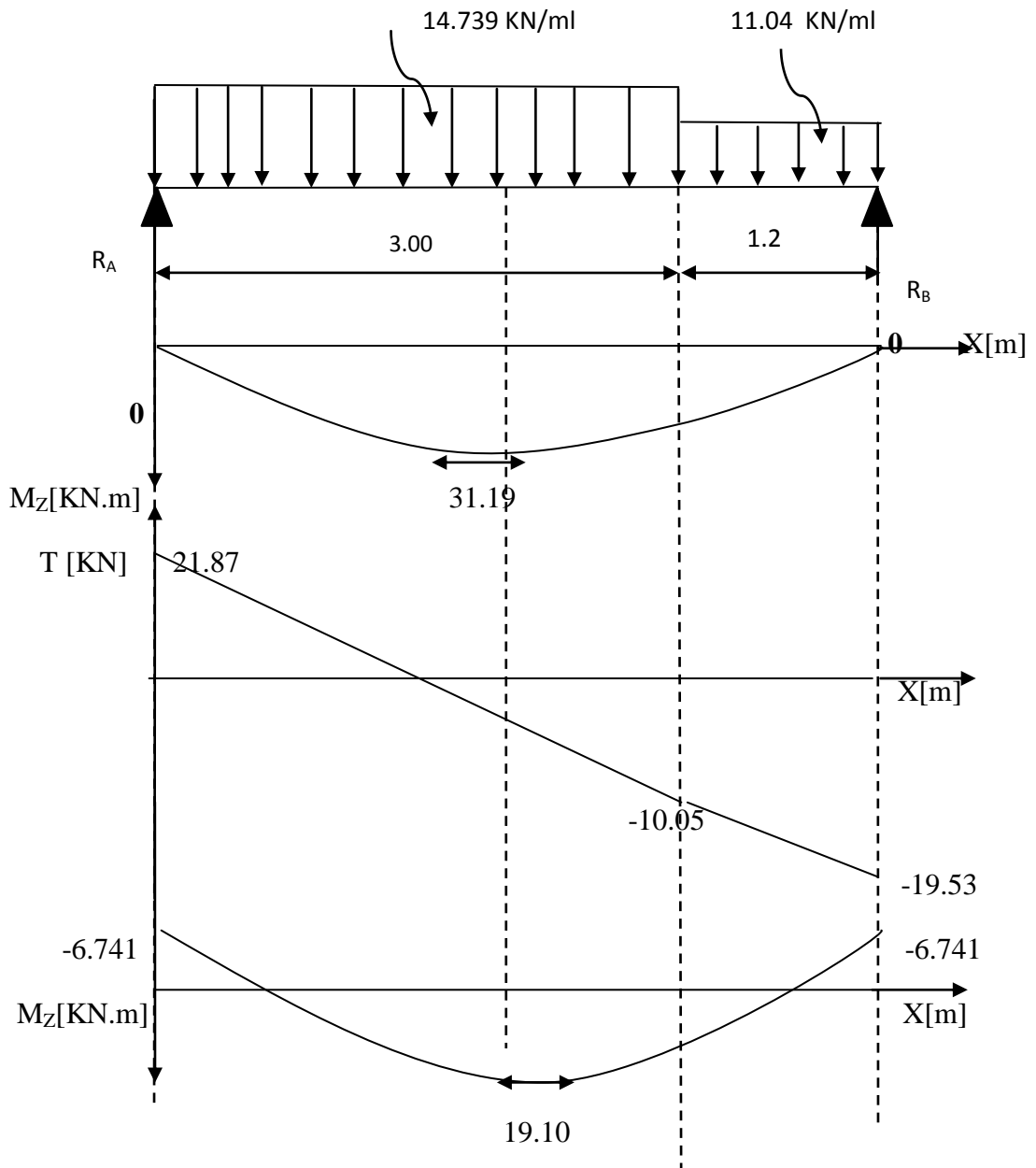


Figure III-32 : schéma statique du chargement a l'ELS

III-6-4 Etude de l'escalier du sous-sol :

III-6-4-1 Pré-dimensionnement de l'escalier :

On a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée :

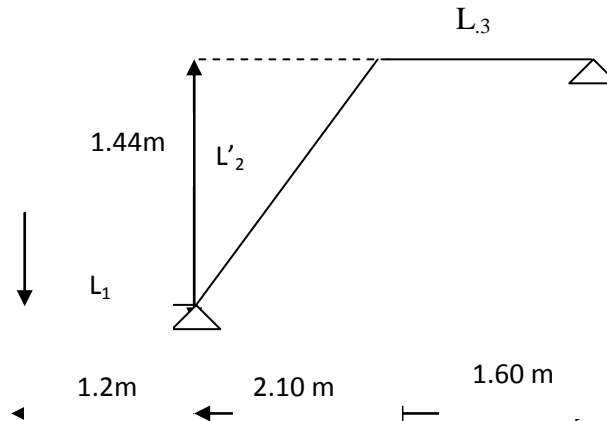


Figure III-33 : schéma statique de la volée du sous-sol

a- Le nombre de contremarche « n » :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{144}{18} = 8 \quad \text{dans notre cas : } H = 144 \text{ cm}$$

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

b- Le nombre de marche « m » :

$$m = n - 1 = 7 \text{ marches}$$

c- Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 26 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_2}{n-1} \rightarrow \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

On a : $59 \leq 66 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

d- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq ep \leq \frac{l_0}{20};$$

Avec : l_0 : longueur du palier et de la paillasse (entre appuis).

- **Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)**

$$\operatorname{tng}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.44}{2.10} = 0,686 \rightarrow \alpha = 34.44^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L} \rightarrow L = \frac{210}{\cos(34.44)} = 255 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 + L_3 = 120 + 255 + 160 = 535 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{535}{30} \leq ep \leq \frac{535}{20} \rightarrow 17.83 \leq ep \leq 26.75$$

On opte pour une paille et des volées d'épaisseurs : $ep = 20 \text{ cm}$

III-6-4-2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a- Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

b- La charge centrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur intérieur (P).

$$P = 1 \times 1.3 \times 1 \text{ ml} = 1.3 \text{ KN/ml.}$$

c- Les charges permanentes :

- Le palier :

Eléments	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0.20	25	5
Lit de sable	0.02	18	0.36
mortier	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G total			6.4 KN/m²
Q palier			2.5 KN/m²

Tableau III-6 : Charge et surcharge revenant au palier du sous-sol

- Le paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du paillasse	$\frac{ep}{\cos\alpha}$ 0.20/cos 32.52	25	5.93
Poids propre des marches	$\frac{ep}{2}$ = 0.20/2=0.1	25	2.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
G total			9.83KN/m²
Q paillasse			2.5 KN/m

Tableau III-7 : Charge est surcharge revenant à la paillasse du sous-sol

d- Combinaison de charge étage courant :

L'état limite ultime (ELU) : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

Palier : $q_u^{\text{palier}} = 1,35 \times 6,4 + 1,5 \times 2,5 = 12,39 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_u^{\text{paillasse}} = 1,35 \times 9,83 + 1,5 \times 2,5 = 17,02 \text{ kN/m}^2$.

Charge centrée : $q_{u \text{ mur}} = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{ kN/m}^2$.

L'état limite de service (ELS) : $q_s = G + Q$

Palier : $q_s^{\text{palier}} = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ kN/m}^2$.

Paillasse : $q_s^{\text{paillasse}} = 9,83 + 2,5 = 12,33 \text{ kN/m}^2$.

Charge centrée : $q_{s \text{ mur}} = 1,3 \text{ kN/m}^2$.

III-6-4-3 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :

a- Calcul des réactions d'appuis :

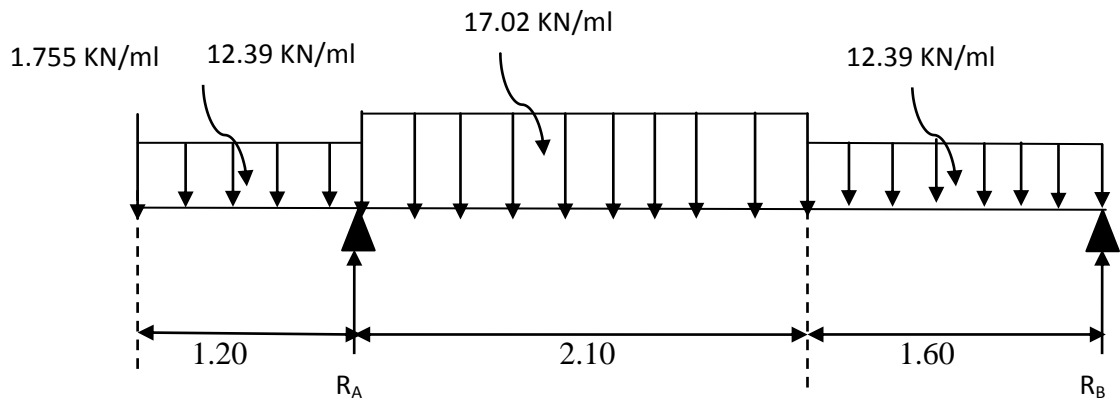


Figure III-34 : schéma statique du chargement à l'ELU

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 1.755 - 12.39 \times (1,20) - 17.02 \times (2,10) - 12.39 \times (1,60) = 0$$

$$R_A + R_B = 72.189 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (1.755 \times 1.2) + (12.39 \times 1.2 \times 0.6) - (17.02 \times 2.1 \times 1.05) - (12.39 \times 1.6 \times 2.9) + 3.7R_B = 0$$

$$\rightarrow 3.7R_B = 83.99 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_A = 49.49 \text{ KN} \\ R_B = 22.70 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

• **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 1.2$:

$$T_y = -12.39x - 1.755$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow T_y = -1.755 \text{ KN}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow T_y = -16.623 \text{ KN}$

$$M_z = -1.755x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow M_z = -11.03 \text{ KN.m}$

- **Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 3.3$:**

$$T_y = -1.755 + R_A - 12.39 \times 1.2 - 17.02(x-1.2)$$

$$T_y = -1.755 + 49.49 - 14.868 - 17.02(x-1.2)$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = 32.87 \text{ KN}$

Pour $x = 3.3 \text{ m} \rightarrow T_y = -2.875 \text{ KN}$

$$M_z = -1.755x + R_A(x-1.2) - [(12.39 \times 1.2)(0.6 + (x-1.2))] - 17.02 \frac{(x-1.2)^2}{2}$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_z = -11.027 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.3 \text{ m} \rightarrow M_z = 20.46 \text{ KN.m}$

Moment max : $T_y = 0 \text{ m} \rightarrow 32.867 - 17.02(x-1.2) = 0 \rightarrow x = 3.13 \text{ m}$

$M^{\max} = 20.71 \text{ KN.m}$

- **Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.6$:**

$$T_y = 12.39x - R_B$$

$$T_y = 12.39x - 22.7$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = -22.7 \text{ KN}$

Pour $x = 1.6 \text{ m} \rightarrow T_y = -2.876 \text{ KN}$

$$M_z = R_B x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.6 \text{ m} \rightarrow M_z = 20.46 \text{ KN.m}$

c- Les diagrammes des efforts internes (ELU) :

$$M_A = M_B = -0.3 M^{\max} = -6.213 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 17.60 \text{ KN.m}$$

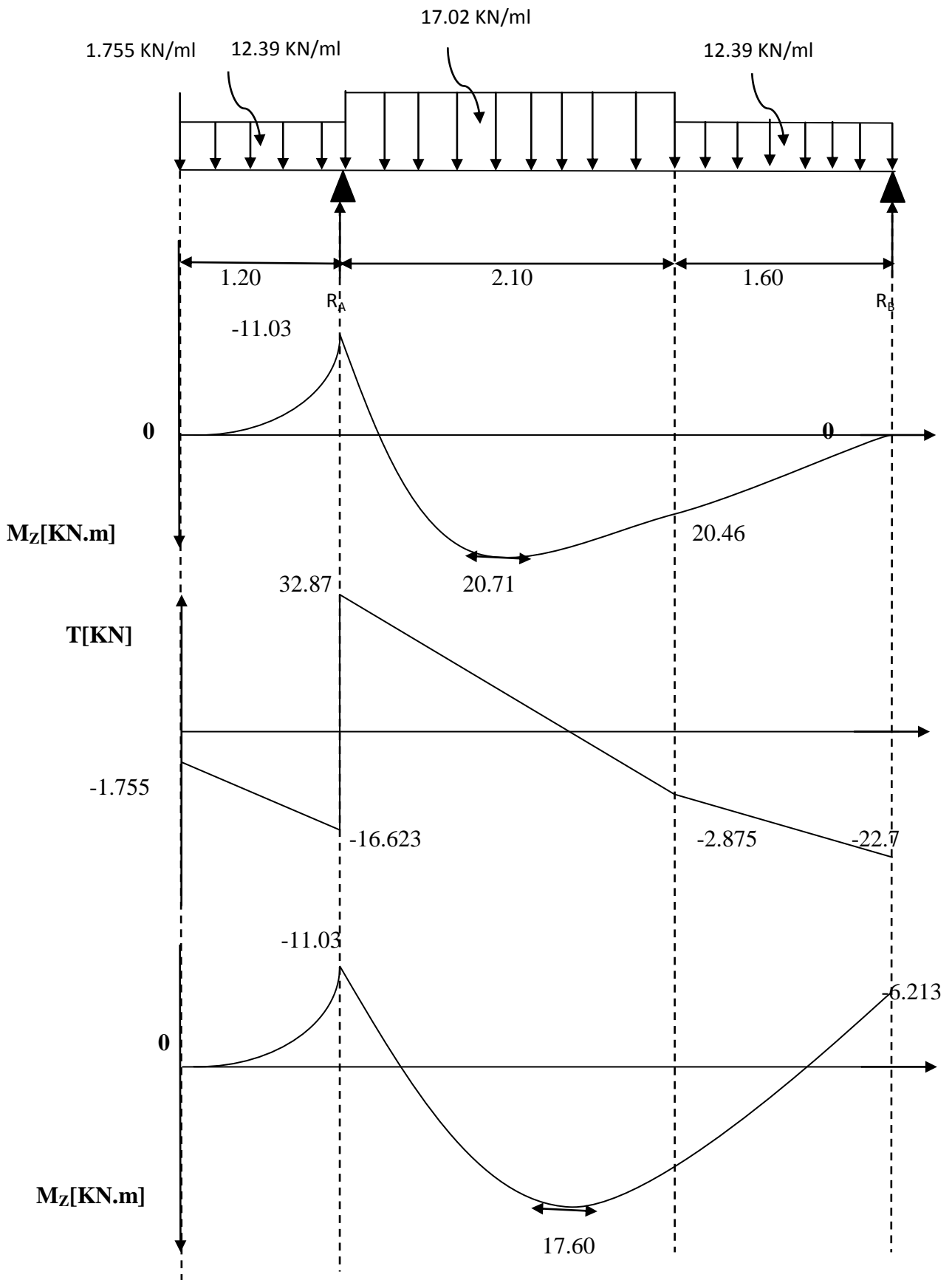


Figure III-35 : schéma statique du chargement a l'ELU

III-6-4-4 Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELS :

a- Calcul des réactions d'appuis :

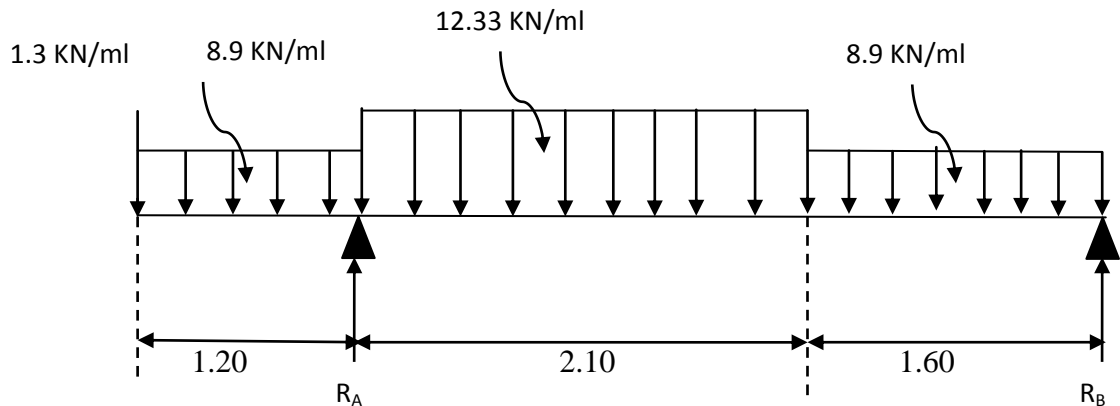


Figure III-36 : schéma statique du chargement à l'ELU

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 1.3 - 8.9 \times (1.20) - 12.33 \times (2.10) - 8.9 \times (1.60) = 0$$

$$R_A + R_B = 52.113 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (1.3 \times 1.2) + (8.9 \times 1.2 \times 0.6) - (12.33 \times 2.1 \times 1.05) - (8.9 \times 1.6 \times 2.9) + 3.7R_B = 0$$

$$\rightarrow 3.7R_B = 60.52 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} R_A = 35.75 \text{ KN} \\ R_B = 16.36 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

• **Tronçon 1** : $0 \leq x \leq 1.2$:

$$T_y = -8.9x - 1.3$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow T_y = -1.3 \text{ KN}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow T_y = -11.98 \text{ KN}$

$$M_z = -1.3x - 8.9 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1.2\text{m} \rightarrow M_z = -7.968 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 3.3$:**

$$T_y = -1.3 + R_A - 8.9 \times 1.2 - 12.33(x-1.2)$$

$$T_y = -1.3 + 35.75 - 10.68 - 12.33(x-1.2)$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow T_y = 23.77 \text{ KN}$

Pour $x = 3.3 \text{ m} \rightarrow T_y = -2.123 \text{ KN}$

$$M_z = -1.3x + R_A(x-1.2) - [(8.9 \times 1.2)(0.6 + (x-1.2))] - 12.33 \frac{(x-1.2)^2}{2}$$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_z = -7.968 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3.3 \text{ m} \rightarrow M_z = 14.76 \text{ KN.m}$

Moment max : $T_y = 0 \text{ m} \rightarrow 23.77 - 12.33(x-1.2) = 0 \rightarrow x = 3.13 \text{ m}$

$M^{\max} = 17.50 \text{ KN.m}$

• **Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.6$:**

$$T_y = 8.9x - R_B$$

$$T_y = 8.9x - 16.36$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = -16.36 \text{ KN}$

Pour $x = 1.6 \text{ m} \rightarrow T_y = -2.123 \text{ KN}$

$$M_z = R_B x - 8.9 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.6 \text{ m} \rightarrow M_z = 14.78 \text{ KN.m}$

c- Les diagrammes des efforts internes (ELS) :

$$M_A = M_B = -0.3 M^{\max} = -5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 14.87 \text{ KN.m}$$

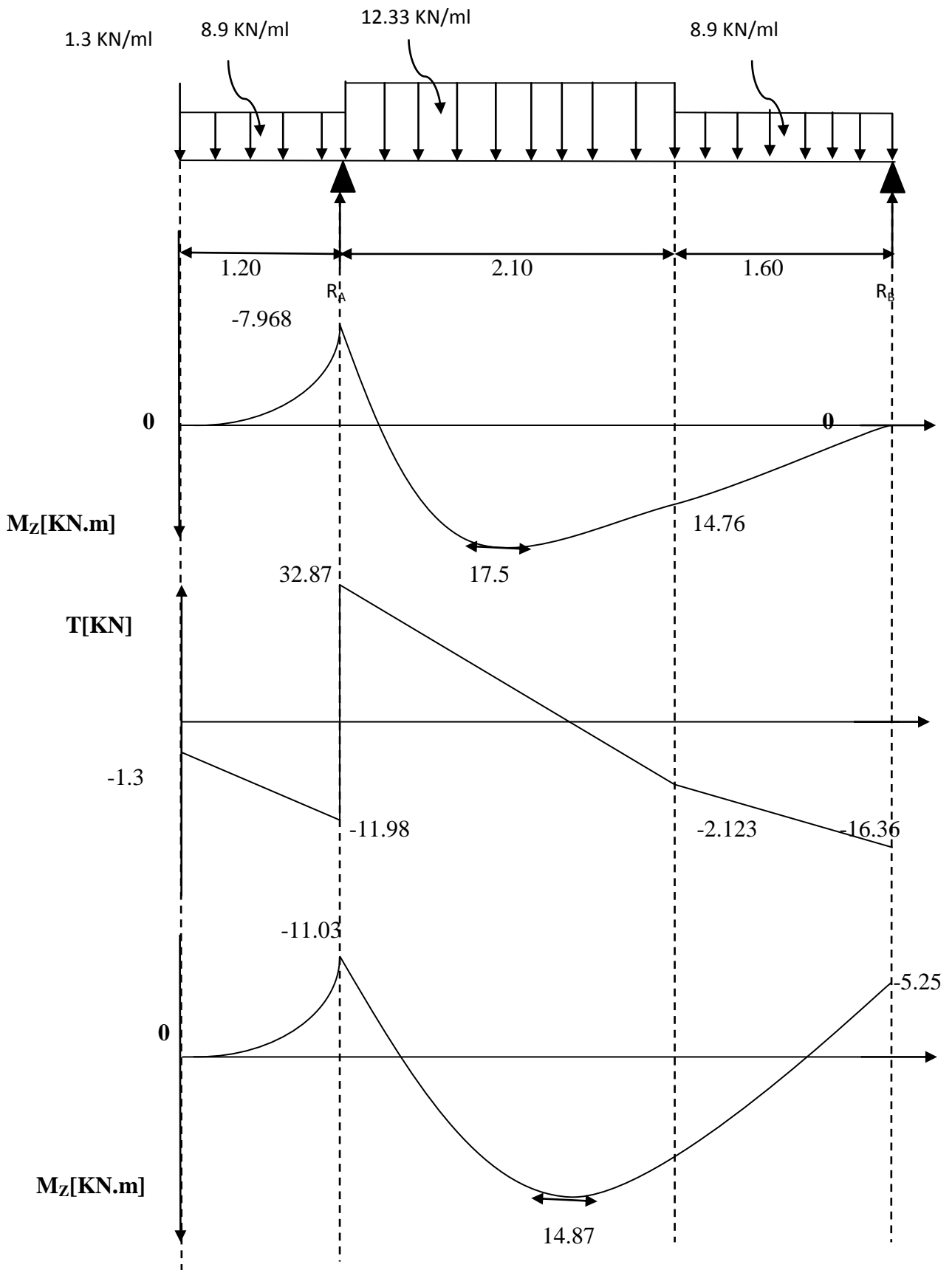


Figure III-37 : schéma statique du chargement a l'ELU

Remarque : Le plus défavorable étant les escaliers des étages courants on fait ferrailages pour ce dernier.

III-6-4-5 Ferrailage des escaliers des étages courants :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bonde de 1m, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$$d = 17\text{cm}$$

$$C = 3\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

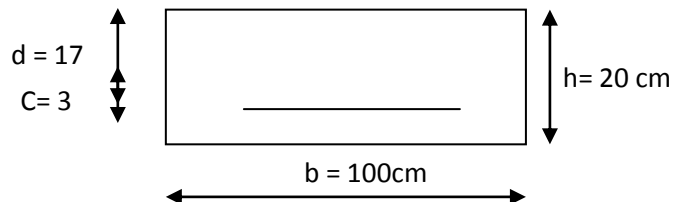


Figure III-38 : Schéma statique de ferrailage

a- Armatures principales :

- Aux appuis :

$$M_A = -0.3M_{\max} = -0.3 \times 38.9 = 11.67$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.67 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.67 \times 10^3}{0,986 \times 17 \times 348} = 2.00\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

b- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

- En travées :

c- Armatures principales :

$$M_u^t = 33.065\text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{33.065 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,080 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{33.065 \times 10^3}{0,958 \times 17 \times 348} = 5.83 \text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA12 = 6.78cm²** avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

d- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,695 \text{Cm}^2. \text{ On opte pour } \mathbf{4HA8 = 2.01\text{cm}^2}, \text{ avec } S_t = 25\text{cm}.$$

III-6-4-6 Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (BAEL 91 /modifié 99, Art. A.4.2):

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2.053 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.053 \text{cm}^2$$

En travées : $A_t = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.053 \text{cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 > A_{\min} = 2.053 \text{cm}^2 \longrightarrow$ Condition est vérifiée.

b- Espacement des armatures (Art A.8.2.42/BAEL91) :

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

- **Armatures principales :** $S_t < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20\text{cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :** $S_t < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c- Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_u^{\max} < V_u$$

$$T_{u \max} = 39.151 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 0.17$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.17 \times 1}{1.5} = 1020 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{39.151 \times 10^3}{348} = 112.502 \text{ mm}^2$$

$$1.12 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

d- Longueur du scellement (A-6-1-22 BAEL91/modifiée99) :

La longueur du scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

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

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0.4 L_s** pour les aciers HA. $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$

e- Vérification au cisaillement (A.5.1.1BAEL91/modifiée99) :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} \leq \bar{\tau}_s$$

Pour la fissuration préjudiciable:

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

$$V_{\max}=39.151 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39151}{1000 \times 170} = 0.230 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,230 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifiée99, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$$\sum U_i = 6 \times 3,14 \times 1.2 = 22.608 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39151}{0,9 \times 170 \times 226.08} = 1,13 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III-6-4-7 Vérifications à l'ELS :

a- Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

• **En travées :**

$$M_t = 23.627 \text{ Kn.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 17} = 0,398$$

$$\rho_1 = 0,398 \longrightarrow \beta_1 = 0,903 ; K_1 = 36.55$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{36.55} = 0.027$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta_1 d} = \frac{23.627 \times 10^3}{6.78 \times 0,903 \times 17} = 227.008 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.027 \times 227.008 = 6.129 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0,185$$

$$\rho_1 = 0,185 \longrightarrow \beta_1 = 0,930 ; K_1 = 56.43$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56.43} = 0.017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 d} = \frac{8.32 \times 10^3}{3.14 \times 0,930 \times 17} = 167.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.017 \times 167.59 = 2.849 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b- Vérification de la flèche (Art 6.5.1 BAEL 91/ modifier 99) :

Les règles (Art 6.5.1 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ avec}$$

- h : la hauteur de la poutre
- L : longueur max entre nus d'appuis

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

- M_t : moment max en travée
- M_0 : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

- A : section des armatures
- B : longueur de la section
- D : hauteur utile de la section droite

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0,0597 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = 0,0597 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{23.627}{10 \times 27.79} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{6.78}{100 \times 17} = 0,0039 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

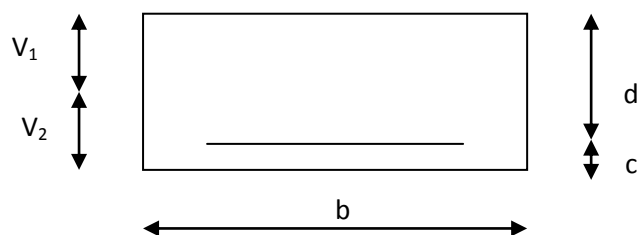


Figure III-39 : section droite des escaliers

$$f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm}$$

Avec :

- f : flèche due aux charges instantanée
- \bar{f} : Flèche admissible
- E : module de la déformation différée

Ou :

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

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} : \text{moment statique, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 17 = 21728.9 \text{ cm}^2$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 6.78 = 2101.7 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21728.9}{2101.7} = 10.33 \text{ cm}$$

Alors :

$$\begin{aligned} I_{fv} &= \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \\ &= \frac{100}{3} (10.33^3 + 9.67^3) + 15 \times 6.78 (9.67 - 3)^2 = 21408.98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la

Flèche :

$$f = \frac{5 \times 10,795 \times 10 \times 335^4}{384 \times 10818,86 \times 10^2 \times 29753,27} = 0,66 \text{ cm}$$

Donc : $f = 6,6\text{mm} < \bar{f} = 7,9\text{mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer

CONCLUSION : L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée :**

Armatures principale : 4HA10 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm

- **Aux appuis :**

Armatures principale : 6HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm

III-7 La poutre palière :

III-7-1 Introduction :

Les paliers de repos 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 elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,90m.

III-7-2 Pré-dimensionnement :

III-7-2-1 Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,90\text{m} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10}$$

Donc : $19,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}$ on adopte **$h_t = 35\text{cm}$**

III-7-2-2 Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{D'où : } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

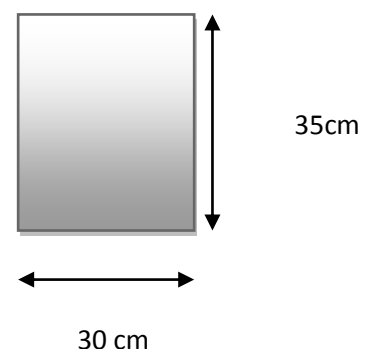
Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)** :

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée
- $h/b \leq 4$ condition vérifiée

On opte pour : $h_t = 35 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2 \text{ avec } b=30\text{cm}$$



III-7-2 Détermination des charges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ kN/ml}$

Poids propre du mur : $G = 2,44 \times (3,06 - 0,3) = 6,734 \text{ kN/ml} \Rightarrow G_t = 9,36 \text{ kN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : **ELU** $R_u = R_A = 58,73 \text{ kN}$ et à **ELS** $R_s = R_A = 42,46 \text{ kN}$

- **Combinaison de charges :**

L'ELU : $q_u = 1,35 G + R_u = 1,35(2,625) + 58,73 = 62,27$

$q_u = 62,27 \text{ kN/ml}$

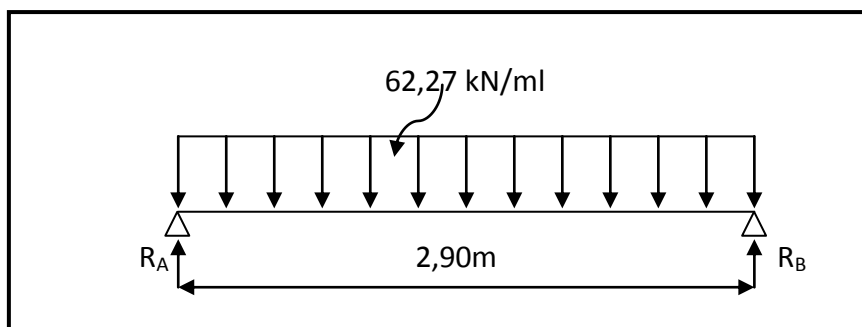


Figure III-40 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

III-7-2-1 Calcul des efforts à l'ELU :

- a- Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{62,27 \times 2,90}{2} = 90,29 \text{ kN}$$

- b- Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{62,27 \times 2,90^2}{8} = 65,46 \text{ kN.m}$$

- c- Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{62,27 \times 2,90}{2} = 90,29 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 65,46 = -19,638 \text{ kN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 65,46 = 55,64 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

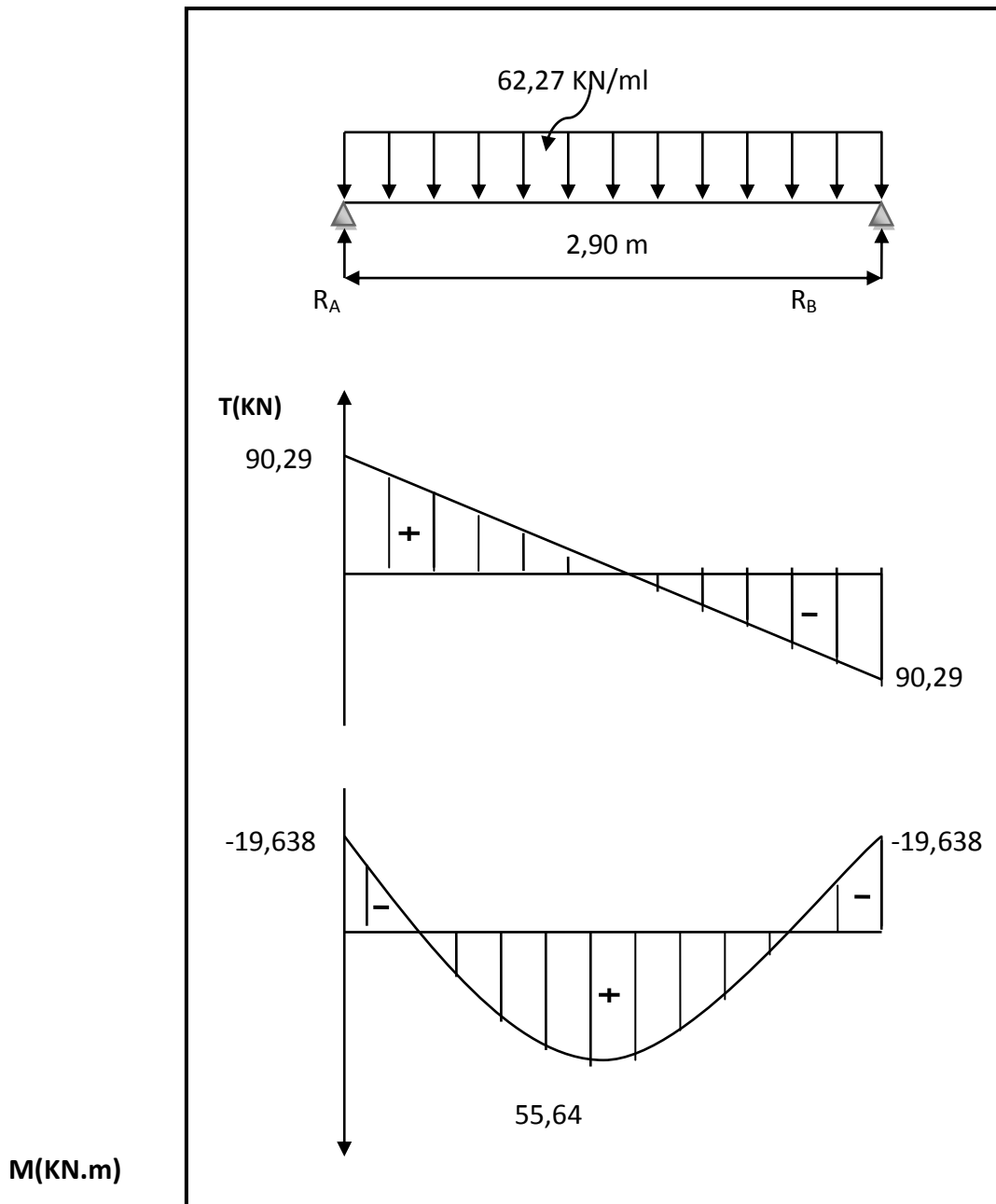


Figure III-41 : Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant

III-7-2-2 Calcul des armatures :

a- Armature principale :

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{55,64 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,12$$

$\mu_b = 0,12 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{55,64 \times 10^3}{0,936 \times 33 \times 348} = 5,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA16 = 6,03cm²** avec St = 25 cm

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,638 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu_b = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,638 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2$$


On opte pour **3HA16 = 6,03cm²** avec St = 25 cm

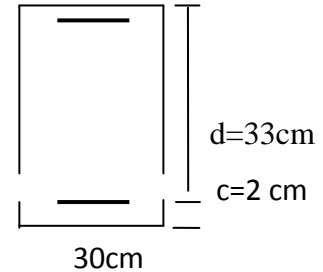
III-7-2-3 Vérifications à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$A_a = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$
 $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$


Condition vérifiée



b- Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art. A.5.2.2) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{90,29 \times 1000}{300 \times 330} = 0,91 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28} ; 5 \text{MPa}\} = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art.A.6.1.3) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{90,29 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3,14 \times 1,6} = 2,02 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,02 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d- Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23) :

$$\tau_s = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{cm}$$

Soit $L_s = 60 \text{cm}$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 60 = 24 \text{cm}$

• Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{16; 10; 30\} = 10 \text{mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{mm}$

Donc on adopte **4HA8= 2,01cm²** \longrightarrow (1 cadre +1 étrier) $\phi 8$

• **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{29,7 ; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} = 1,07 \text{ MPa} \geq 0,4\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e- Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L ; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,6 ; 30 \right\} = 8,75\text{cm}$$

Soit $S_t = 8\text{cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 17\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 17 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

III-7-2-4 Calcul à L'ELS :

a- **Combinaison de charges :**

$$\text{L'ELS : } q_s = G + R_s = 2,625 + 42,46 = 45,08 \text{ } q_s = 45,08 \text{ KN/ml}$$

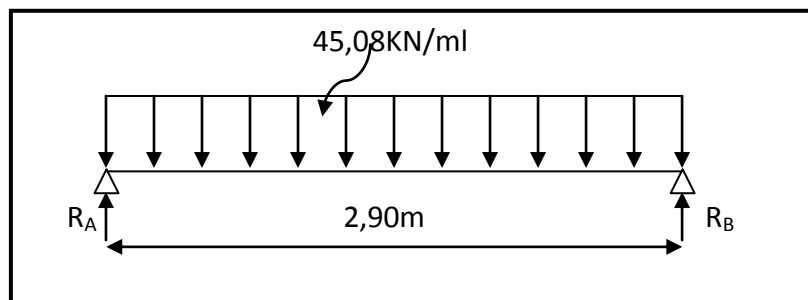


Figure III-42 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

b- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{45,08 \times 2,90}{2} = 65,36\text{kN}$$

c- **Moment isostatique :**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{45,08 \times (2,90)^2}{8} = 47,39\text{kN.m}$$

d- Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{45,08 \times 2,90}{2} = 65,36 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 47,39 = -14,22 \text{ kN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 47,39 = 40,28 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

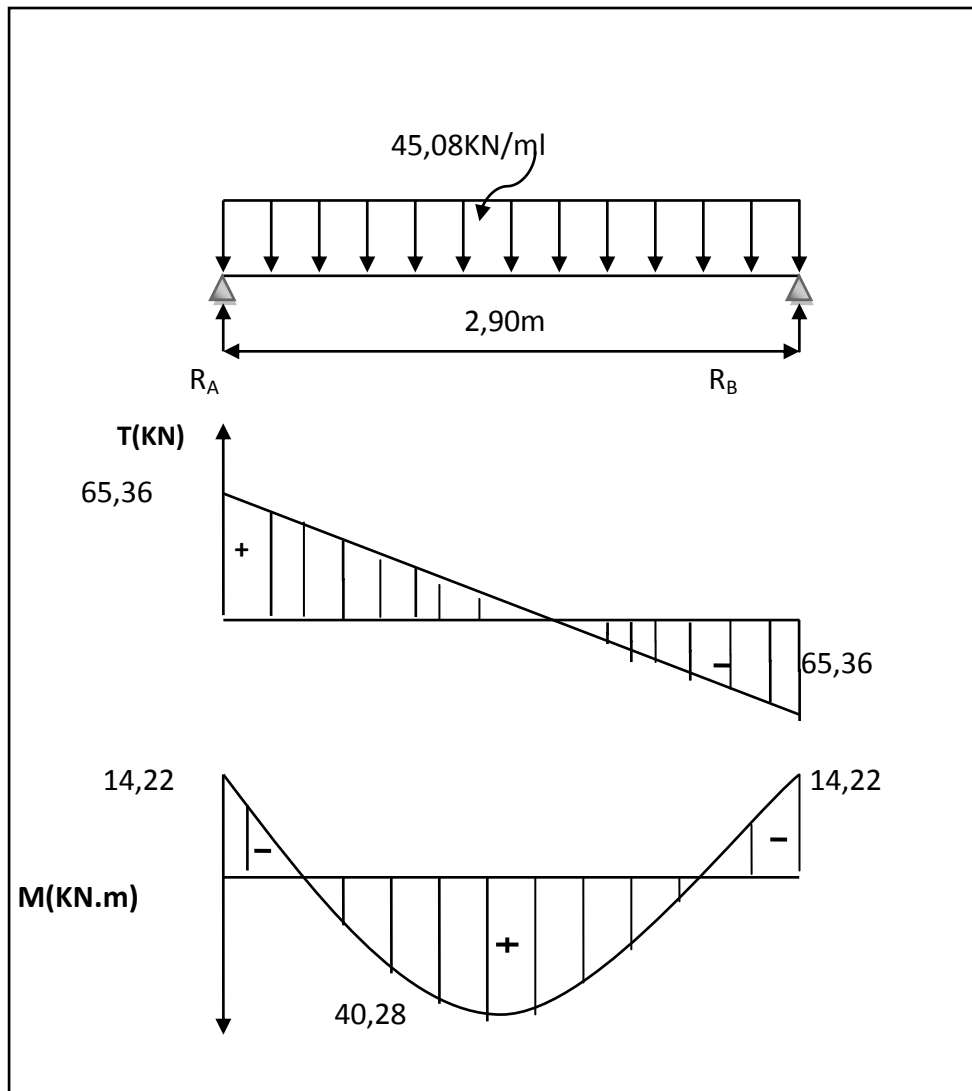


Figure III-43 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III-7-2-5 Vérifications à l'ELS :

a- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3) :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b- Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL91/Art A.4.5, 2) :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

- **En travée :**

$$A_t = 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 33} = 0,606 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 28,48$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{40,28 \times 10^3}{0,885 \times 33 \times 6,03} = 228,72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{228,72}{28,48} = 8,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,03 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$A_a = 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 33} = 0,606 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,885 \quad \rightarrow \quad K_1 = 28,48$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{14,22 \times 10^3}{0,885 \times 33 \times 6,03} = 80,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{80,75}{28,48} = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,83 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{290} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,12 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{40,28}{10 \times 47,39} = 0,084 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6,03}{30 \times 33} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : On peut se dispenser du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

- Plan de ferrailage de la poutre palière :

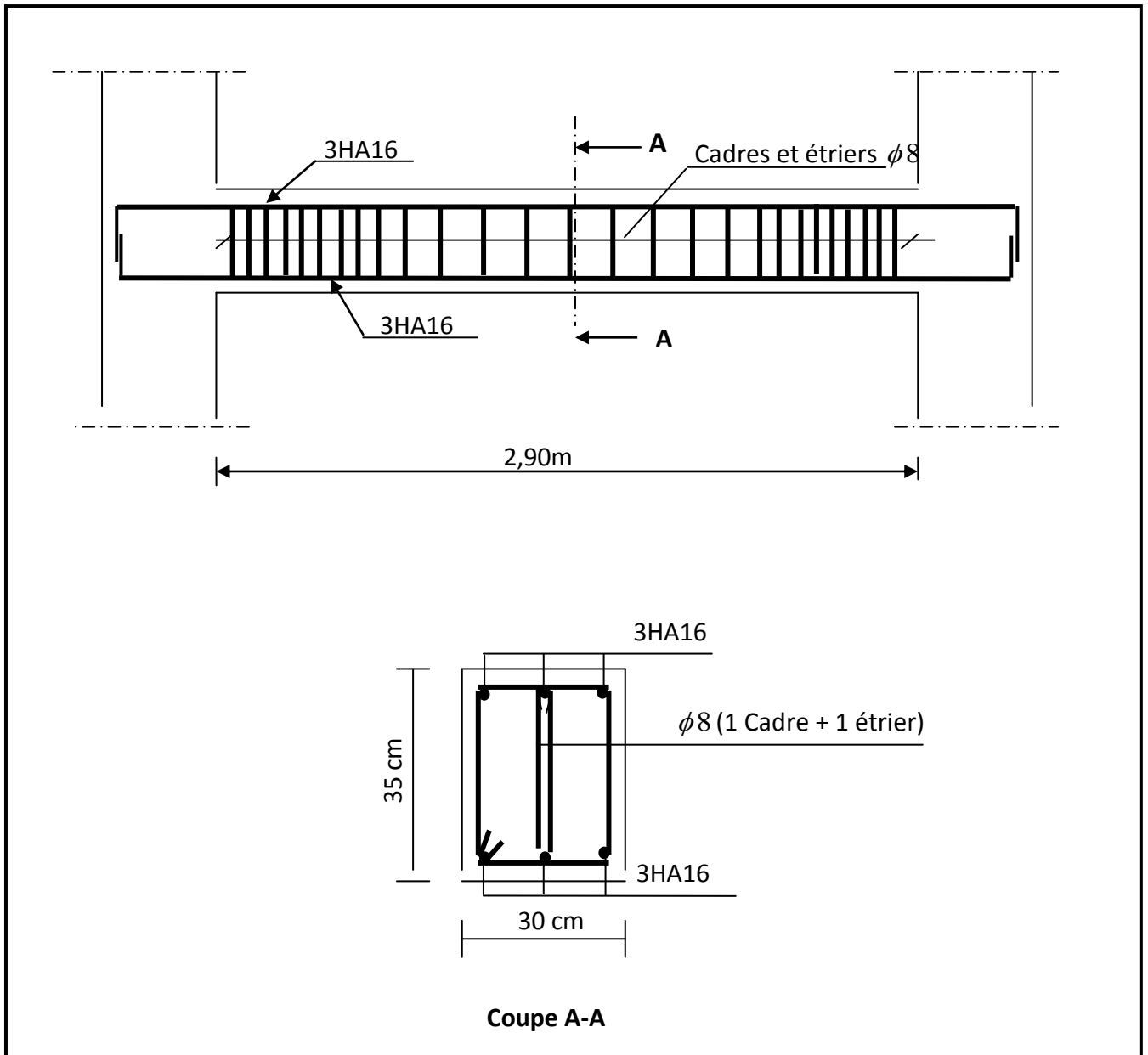
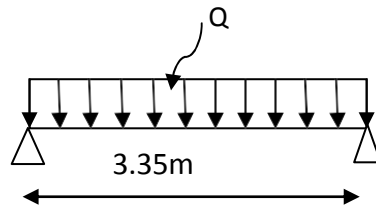


Figure III-44 : Ferrailage de la poutre palière

III-8 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie Constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.



III-8-1 Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

a- Hauteur de la poutre :

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

Avec L_{max} : la portée libre maximale entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10}$$

Ce qui donne $22.33\text{cm} \leq h_t \leq 33.5\text{cm}$

On prend : **ht=30cm**

b- Largeur de la poutre :

- $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
- $0,4 \cdot 30 \leq b \leq 0,7 \cdot 30$
- $12 \leq b \leq 21$ alors on prend **b= 25cm**

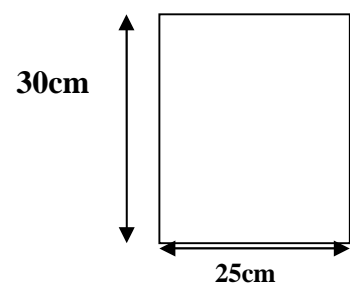
III-8-2 Vérification des exigences du (Art7.5.1 RPA99/V2003) :

$$h_t = 30\text{cm} \geq 30 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25\text{cm} \geq 20 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t/b \leq 4 \Rightarrow 30/25 = 1,2 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Section adoptée : **(25x30) cm²**



III-8-3 Calcul des charges et surcharges :

a- Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$

Poids du mur extérieur : $(3.06 - 0.3) \times 2.44 = 6.734 \text{ kN/ml}$

Poids du plancher : $5.73 \times (0.65/2) = 1.862 \text{ kN/ml}$

Alors **Gt= 10.471kN/ml.**

b- La surcharge d'exploitation :

$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ Kn/ml}$ alors **Q = 0,487 Kn/ml**

c- Combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 10.471 + 1.5 \times 0.487 = 14.86 \text{ kN/ml}$.
- **ELS** : $q_s = G + Q = 10.471 + 0.487 = 10.96 \text{ kN/ml}$.

III-8-4 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

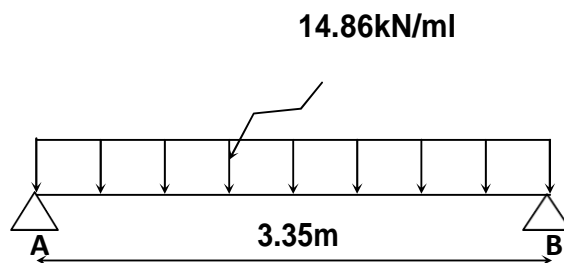


Figure III-45: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

III-8-5 Calcul des efforts internes :

a- Moment isostatique :

$$M_{OU} = M_u^{max} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14,86 \cdot 3.35^2}{8} = 20.84 \text{ Kn. m}$$

b- Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{14,86 \cdot 3.35}{2} = 24.89 \text{ Kn}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0.85 M_{max} en travées
0.30 M_{max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0.85M_{max} = 0.85 \times 20.84 = 17.71 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = -0.3M_{max} = -0.3 \times 20.84 = -6.252 \text{ kN.M}$

c- Calcul des réactions d'appuis :

$R_A = R_B = T_U = 24.89 \text{ KN}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

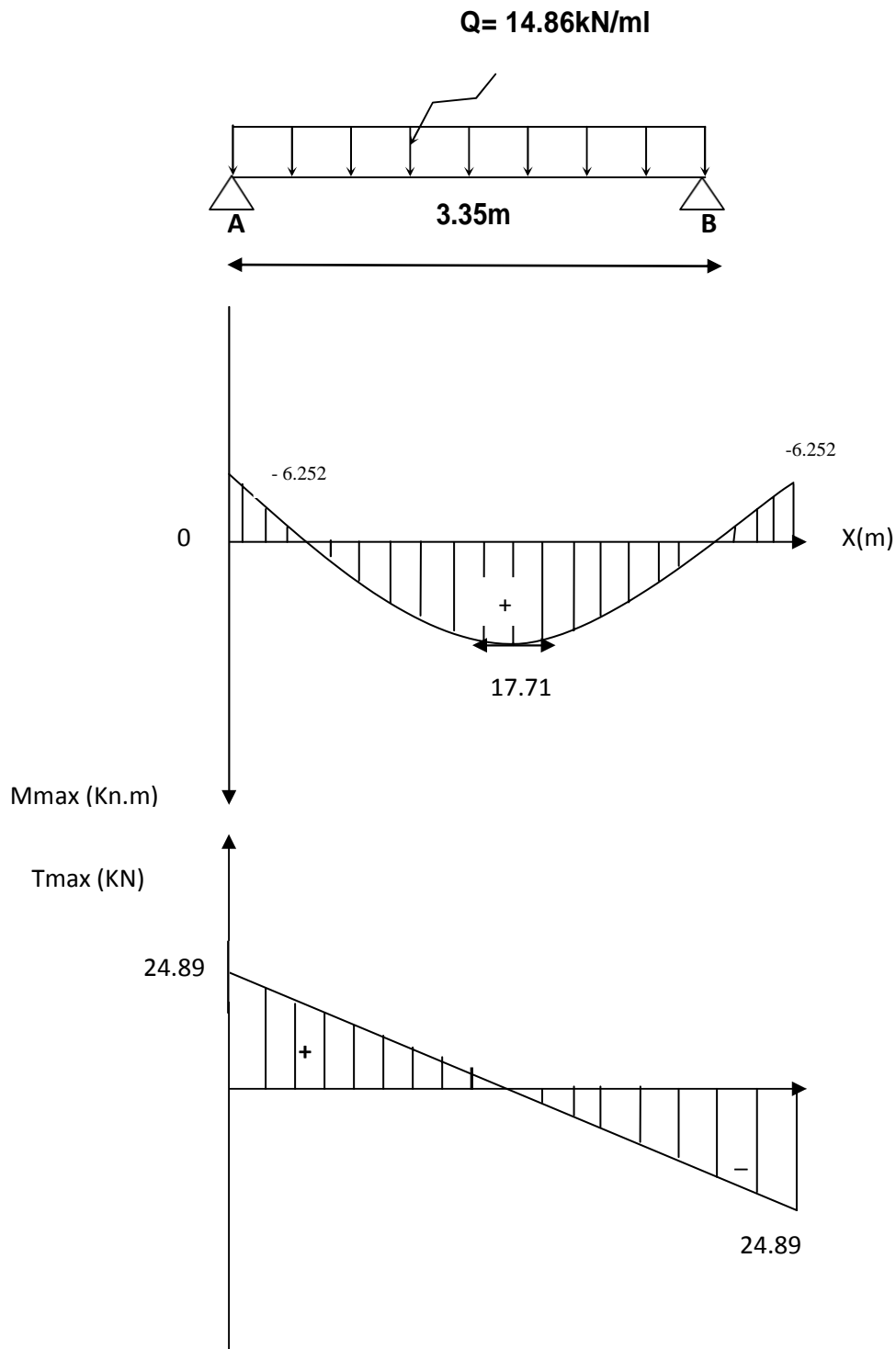


Figure III-46 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III-8-6 Calcul des armatures à l'ELU :

III-8-6-1 Armatures principales :

a- En travée :

$$\bullet U_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.71 \cdot 10^3}{25 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,063$$

$$u_b = 0,063 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,9675$$

$$\bullet A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.71 \cdot 10^3}{0,9675 \cdot 28 \cdot 348} = 1,878 \text{ cm}^2 \text{ alors on opte pour 3HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

b- Aux appuis :

$$\bullet : U_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.252 \cdot 10^3}{25 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,022 \text{ cm}^2$$

$$u_b = 0,022 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,989$$

$$\bullet A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.252 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 28 \cdot 348} = 0.648 \text{ cm}^2 \text{ alors on opte pour 2HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

III-8-7 Vérification à l'ELU :

III-8-7-1 Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-8-7-2 Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u^{\max} = 24.89 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{24.89 \cdot 10}{25 \cdot 28} = 0,355 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,355 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-8-7-3 Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/art.A.6.1.3) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum ui} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Et : $\sum ui = n \cdot \Phi \cdot \pi = 3 \times 14 \times 3,14 = 131,88 \text{ mm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{24,89 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 0,748 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

a- Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donné par la formule suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \dots \dots \dots \text{A.6.1,221 BAEL91/Modifié99.}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 3,15} = 44,44 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,08 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Article A.6.1, 253 du BAEL91/Modifié99 admet que l'ancrage rectiligne est assuré lorsque la portée ancrée mesuré au moins

$$\left. \begin{aligned} l_f &= 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm} ; \\ l_r &= 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 40 = 16 \text{ cm} ; \end{aligned} \right\}$$

b- Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• **Sur le béton :**

$$T_u^{max} < \frac{0,4 \cdot f_c 28}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$T_u^{max} < \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} * 0,9 * 0,28 * 0,25 = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 24,89 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times T_u^{max} * \left(- \frac{Ma}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400} 24,89 \times \left(\frac{6,252}{0,9 \cdot 0,28} \right) * 10^{-2}$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,017 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-8-7-4 Les armatures transversals:

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_1^{\max}; \frac{h}{35}; \frac{25}{10} \right\} = \min \{ 1,6 ; 0,857 ; 2,5 \} = 0,875 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre de $\Phi = 8\text{mm}$

Donc on adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre , 1 étrier) $\Phi 8$

a- Espacement des armatures :

$$S_t \leq \{ 0,9d ; 40\text{cm} \} = \min \{ 25,2 ; 40\text{cm} \} = 25,2\text{cm} \text{ soit } S_t = 25\text{cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} ; \frac{4,62 * 400}{25 * 25} = 2,95 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Selon RPA99 version 2003/art 7.5.2.2) , l'espacement doit vérifier :
- Sur appuis :

$$S_t = \min \{ h/4 ; 12\Phi_1 \} = \min \{ 30/4 ; 12 * 1,4 \} = \min \{ 7,5 ; 16,8 \} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

- En travée :

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5 cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

III-8-8 Vérification à l'ELS :

III-8-8-1 Calcul des efforts internes :

a- Moment isostatique :

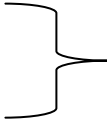
$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10,96 * 3,35^2}{8} = 15,37 \text{ Kn.m}$$

b- Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{Q_s * L}{2} = \frac{10,96 * 3,35}{2} = 18,358 \text{ Kn}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0.85 M_{max} en travées
0.30 M_{max} aux appuis



On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

- **En travée :** $M_t = 0.85M_{max} = 0.85 \times 15,37 = 13,06 \text{ kN.m}$
- **Aux appuis :** $M_a = M_b = -0.3M_{max} = -0.3 \times 15,37 = -4,611 \text{ kN.M}$

c- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = T_U = 18,358 \text{ KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

$$Q_s = 10,96 \text{ KN/ml}$$

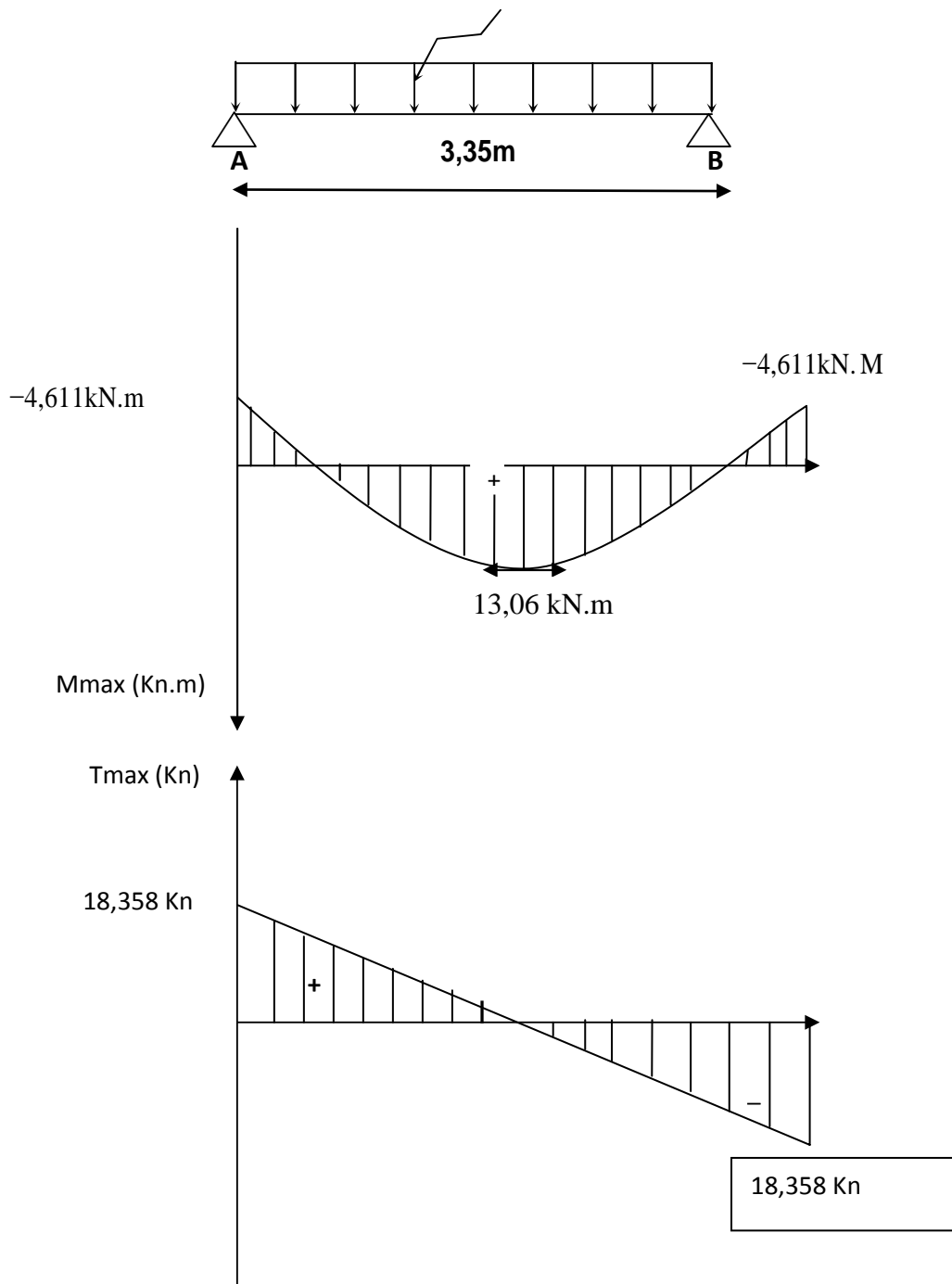


Figure III-47 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III-8-8-2 Vérification à l'ELS :

a- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/art A4.5,3) :

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b- Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL91/art A4.5.2) :

Il faut vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times 4,62}{100 \times 28} = 0,165 \quad \text{on prend} \quad \beta_1 = 0,933$$

$$\implies K_1 = 59,61$$

Alors : $K = \frac{1}{K_1} = 1/59,61 = 0,017 \implies K = 0,017$

$$\sigma_{st} = \frac{13,06 \times 10^3}{0,933 \times 28 \times 4,62} = 108,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108,21}{59,61} = 1,81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**

III-8-8-3 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

1) $\frac{h}{l} \frac{30}{335} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

2) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

3) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_o} \implies \frac{30}{335} = 0,089 > \frac{1}{10} \times \frac{13,06}{15,37} = 0,084 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

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

• Plan de ferrailage de la poutre de chaînage:

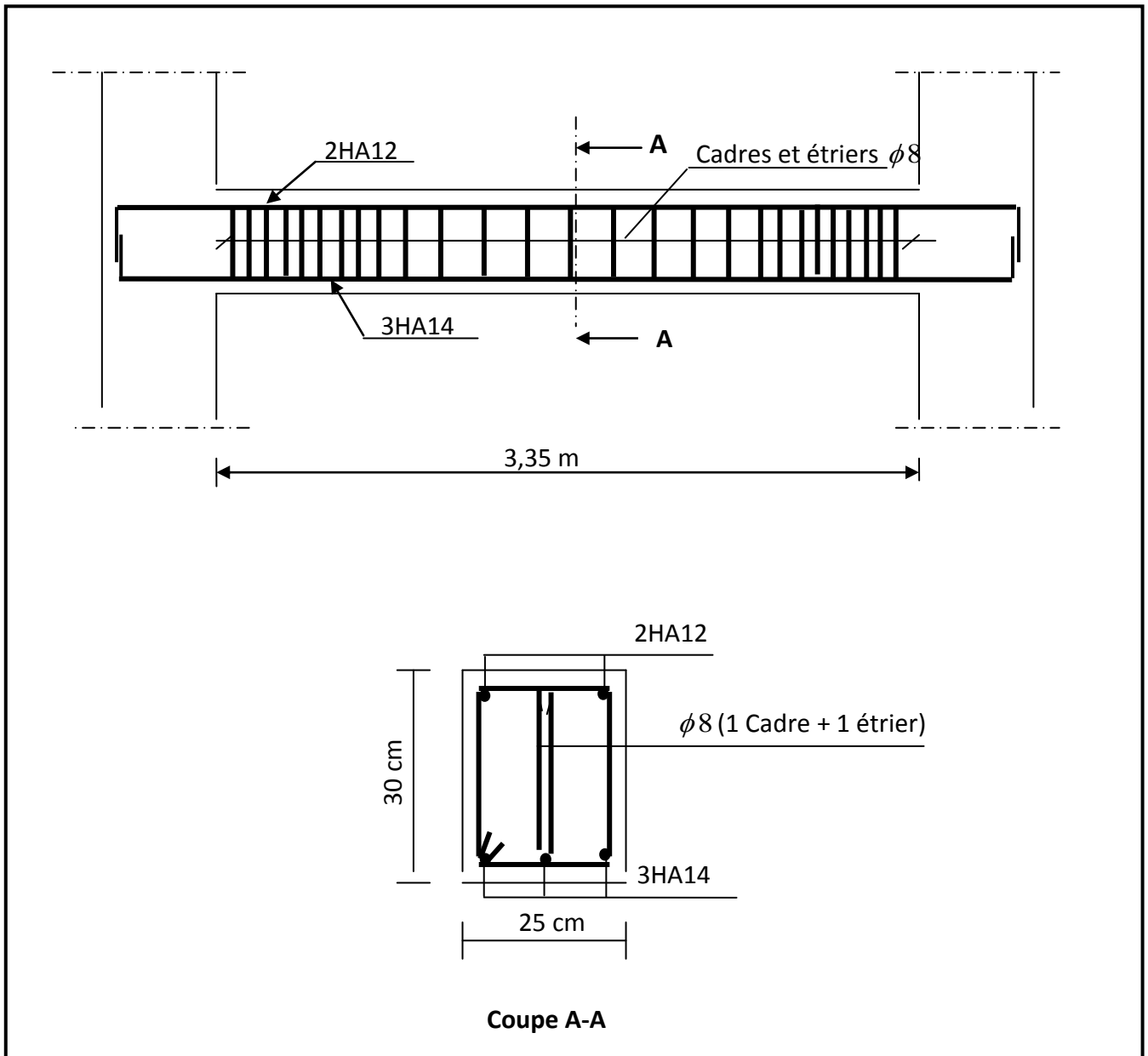


Figure III-48 : Ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV: Modélisation de la structure

IV-1 Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme et 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 la déformation et les contraintes développées dans la structure.

IV-2 Description de l'ETABS : (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

- **Rappel : « terminologie »**

Grid line : ligne de grille

Shell : voile

UniformedLoads : point d'application de la charge

Steel : acier

Joints : nœuds

Elément : élément

Concrete : béton

Beam : poutre

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Frame : portique (cadre)

Materials : matériaux

Frame section : coffrage

Loads : charge

Define : définir

IV-3 Les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques et la masse sismique.
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Chargement des éléments.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites pour la structure.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-3-1 Introduction de la géométrie de la structure (unités, grilles, niveaux) :

a- Interface du logiciel :

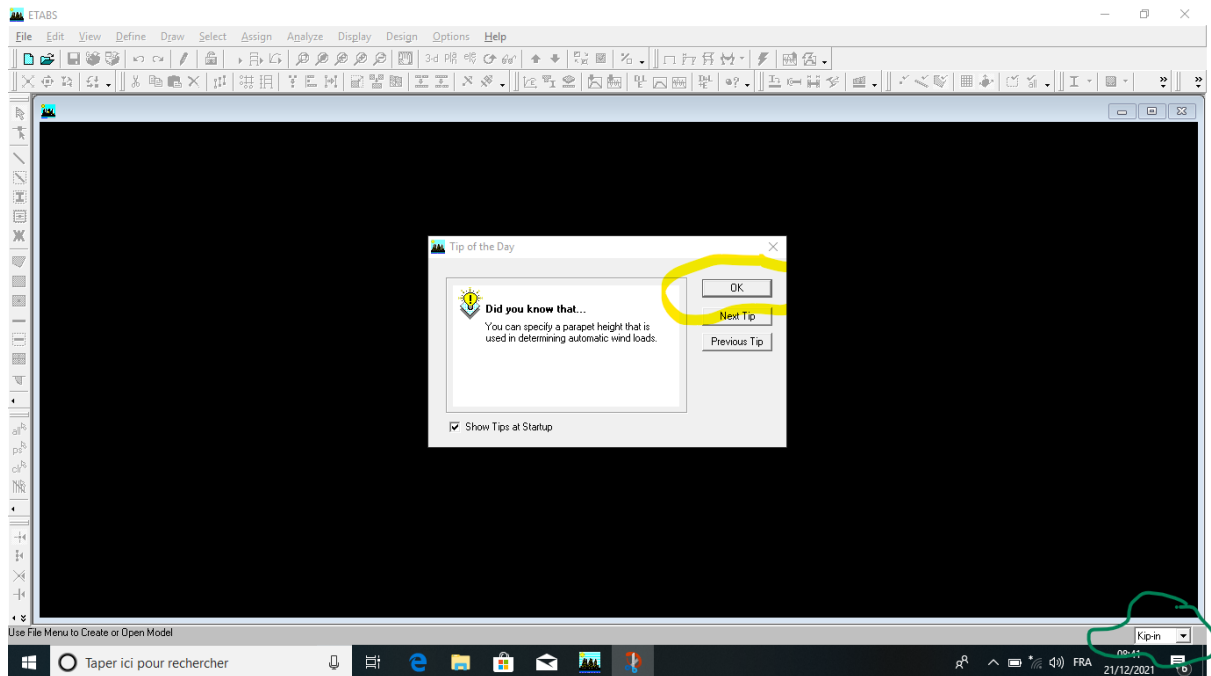


Figure IV.1 : Interface du logiciel

b- Choix des unités :

Après avoir lancé l'application ETABS on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler.



c- Géométrie de base :

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model** .On clique sur **Default.edb**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

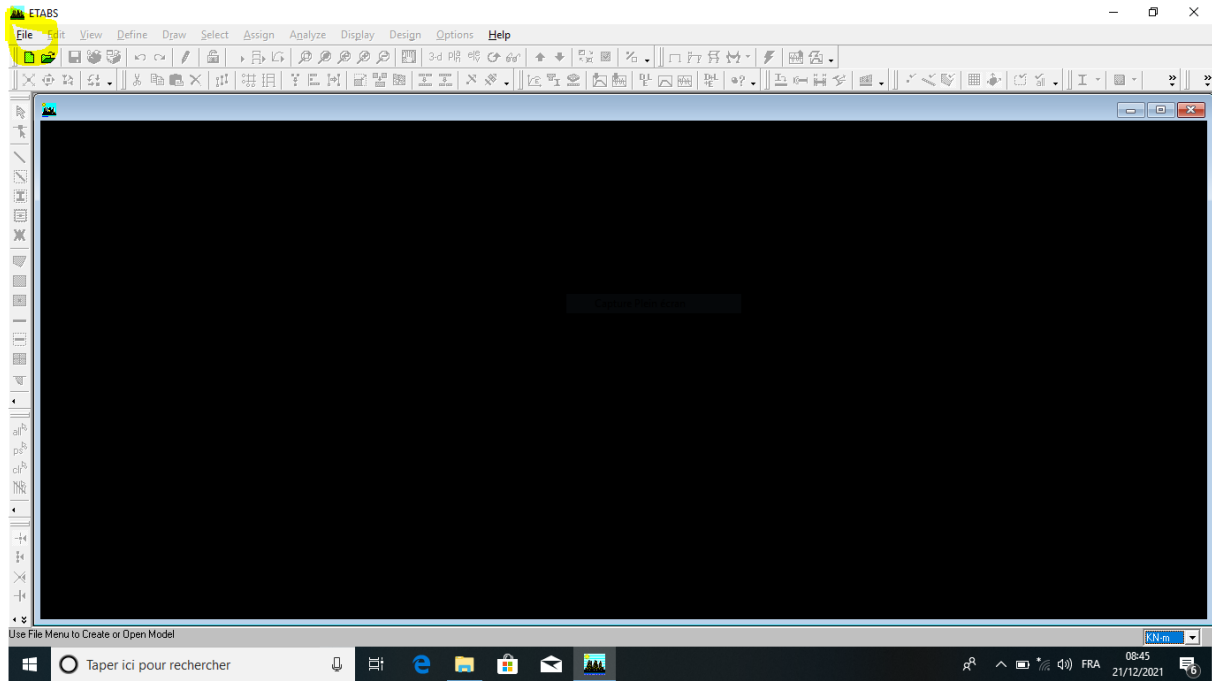
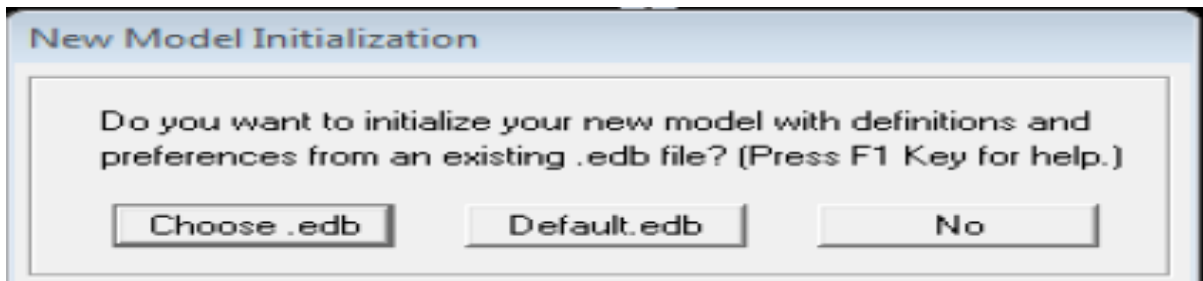


Figure IV-2 : générer un nouveau model



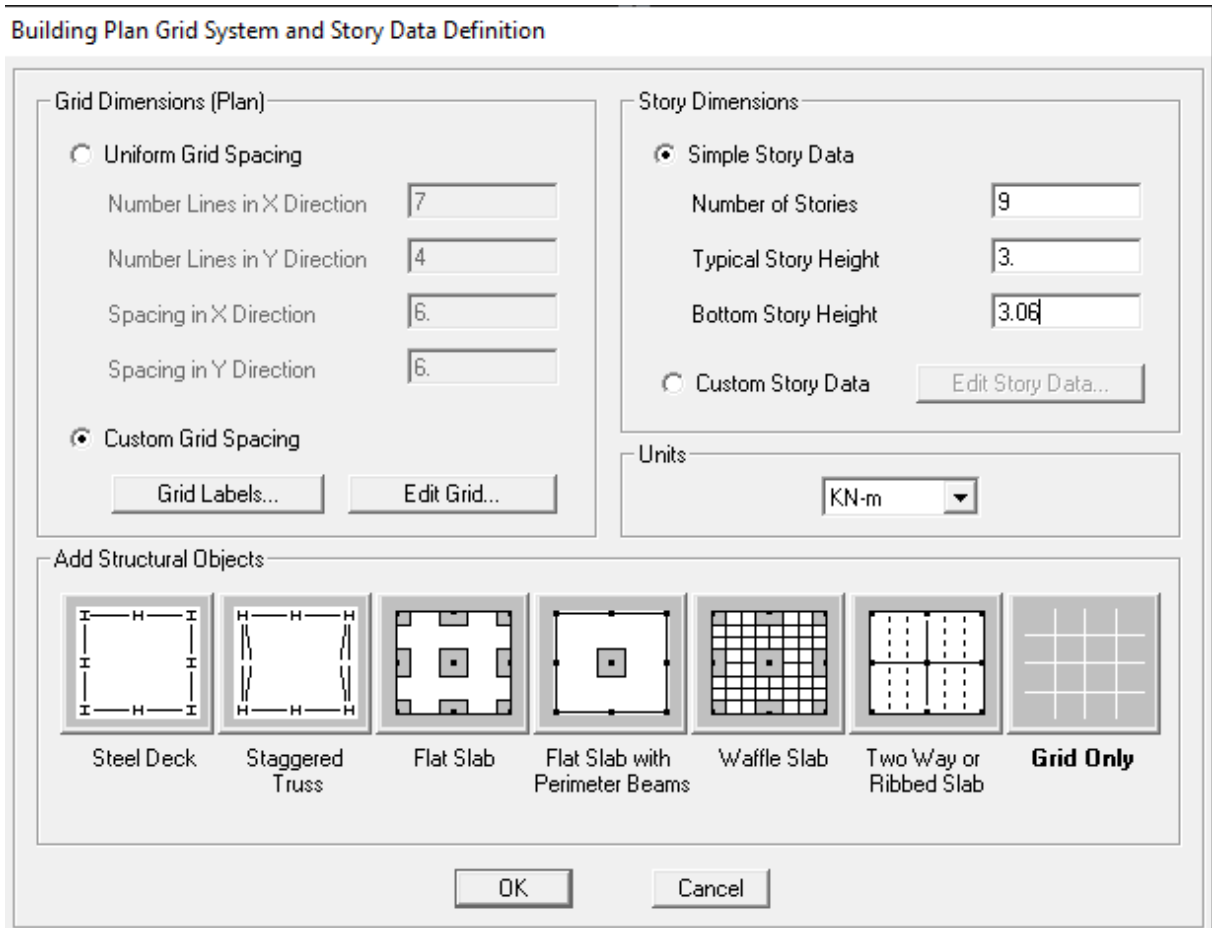


Figure IV-3 : Introduction de la géométrie de base

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **GridOnly**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- Les hauteurs de différents étages
- Les longueurs de travées

d- Modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur **custom Grid Spacing** ⇒ **Edit Grid Data**.

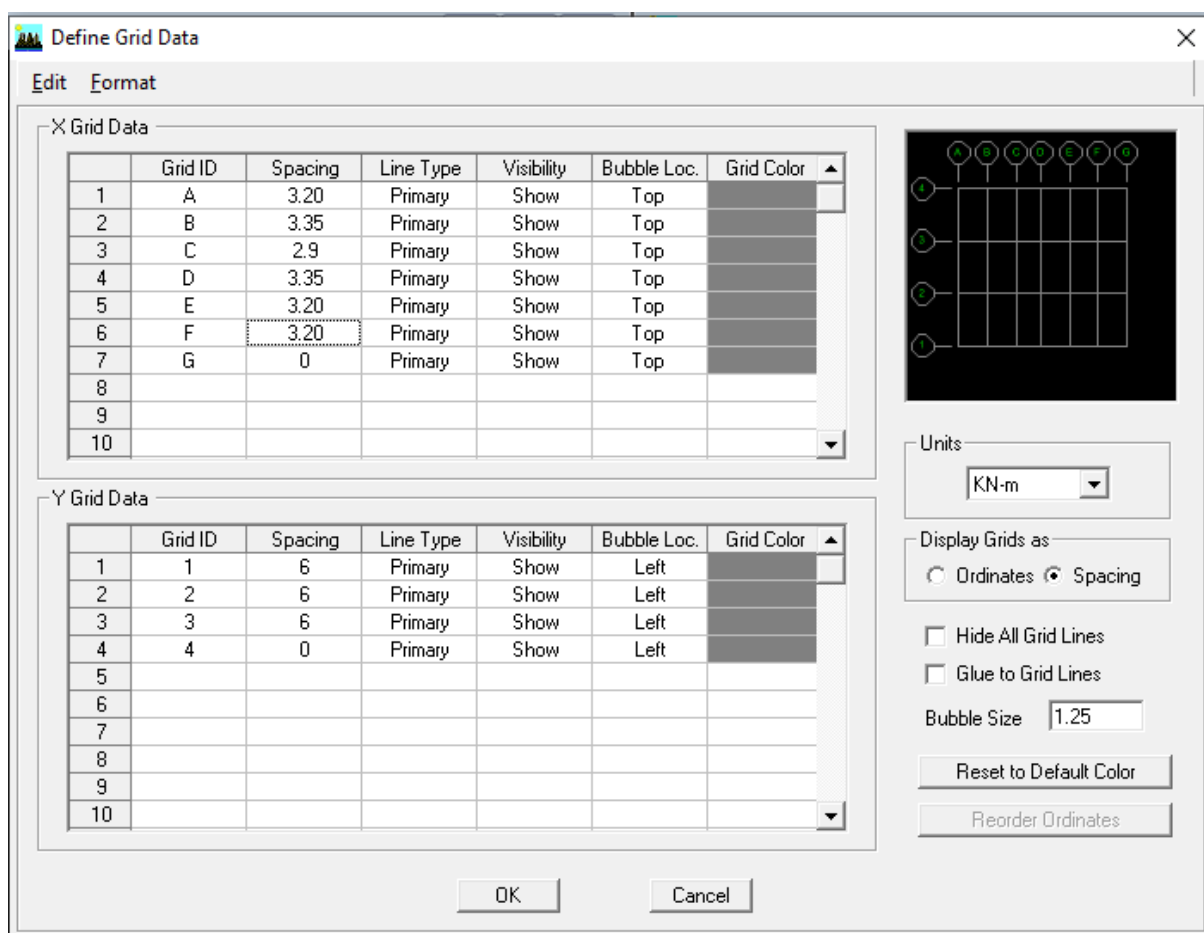


Figure IV-4 : Les lignes de constructions

- On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages :

On clique sur **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**.

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	ET7	3.06	28.73	No	ET5	No	0.
9	ET6	3.06	25.67	No	ET5	No	0.
8	ET5	3.06	22.61	Yes		No	0.
7	ET4	3.06	19.55	No	ET2	No	0.
6	ET3	3.06	16.49	No	ET2	No	0.
5	ET2	3.06	13.43	Yes		No	0.
4	ET1	3.06	10.37	No	SOUS-SOL	No	0.
3	RDC	4.25	7.31	No	SOUS-SOL	No	0.
2	SOUS-SOL	3.06	3.06	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure IV-5 : Introduction des étages

- Après l'introduction des données précédentes, on obtient :

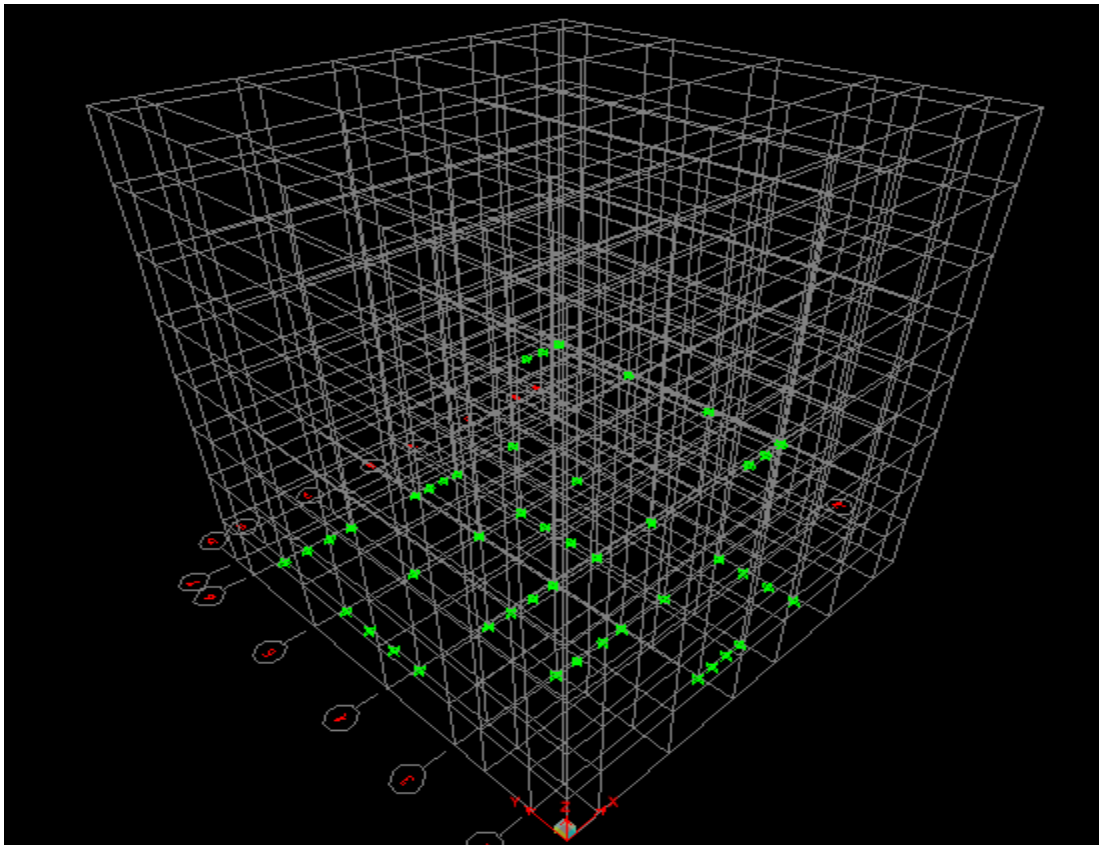


Figure IV-6 : Affichage en plan 3D

IV.3.2 : Spécification des propriétés mécanique des matériaux utilisés :

- Define ⇒ Material Properties.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton= conc):

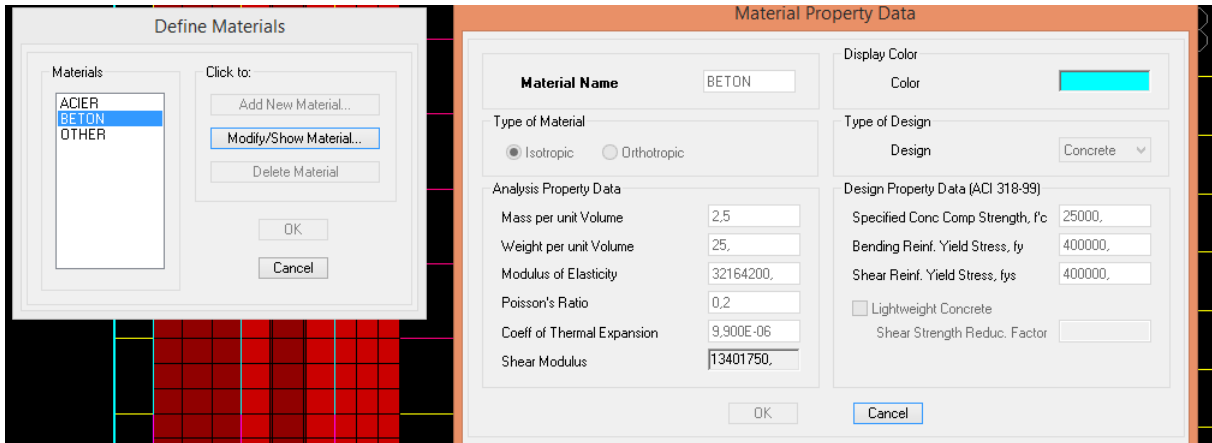


Figure IV-7 : Caractéristique du béton

Dans la boîte dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

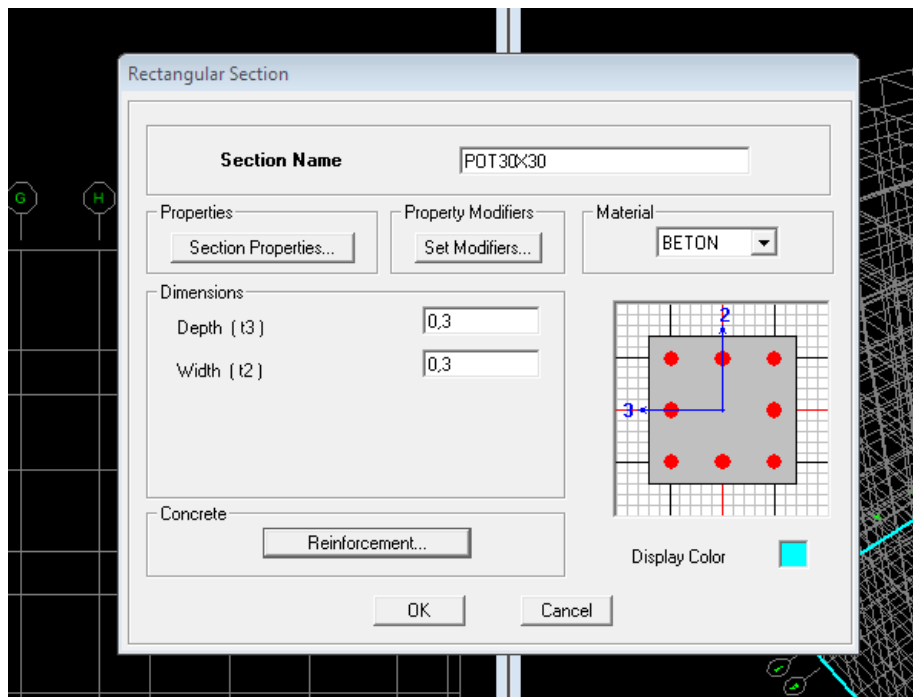


Figure IV-8 : propriétés mécaniques des matériaux

IV.3.3 Spécification des propriétés géométriques des éléments :

Cette étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

- **Define** ⇒ **Frame Sections** ⇒ **ADD Rectangular**

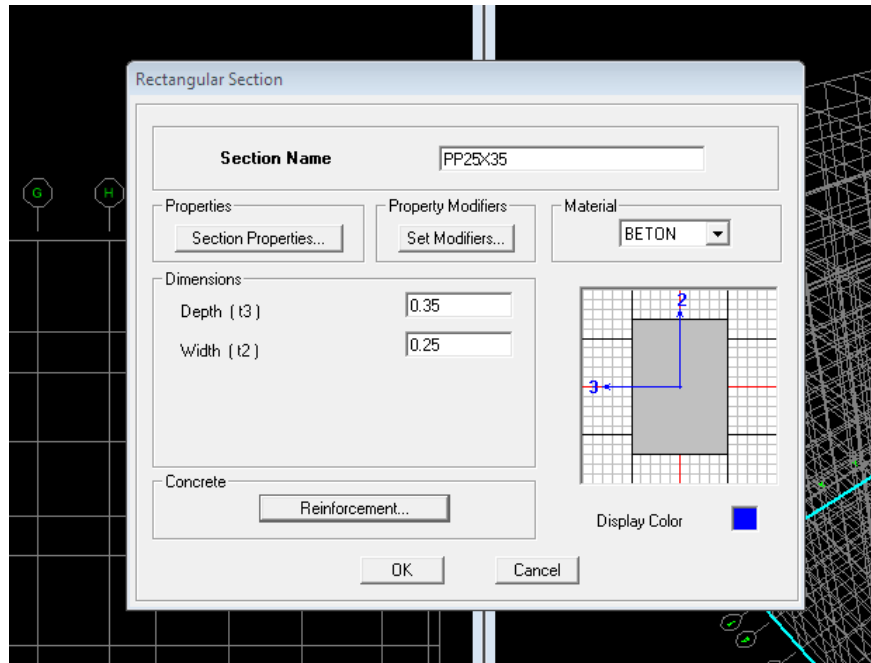


Figure IV-9 : Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

- **Define** ⇒ **Area Sections** ⇒ **Add New Section**

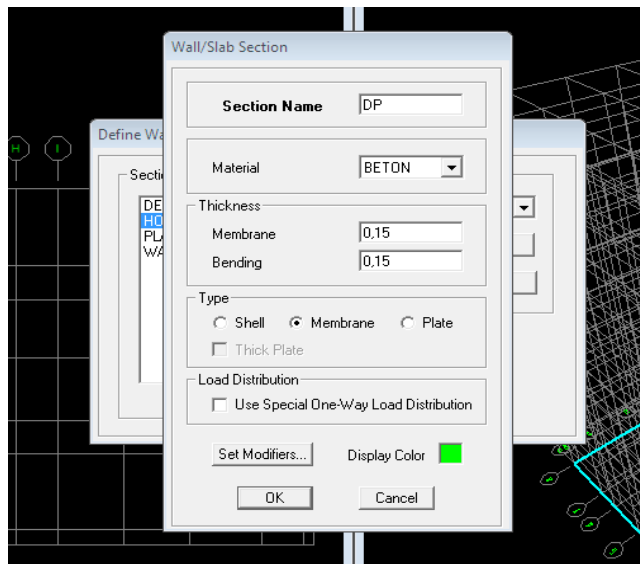


Figure IV-10 : Définition des dalles planes

- **Pour les poteaux :**

On clique sur le bouton

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) \Rightarrow None on choisit le nom de la section (pot 30X30 par exemple) on valide.

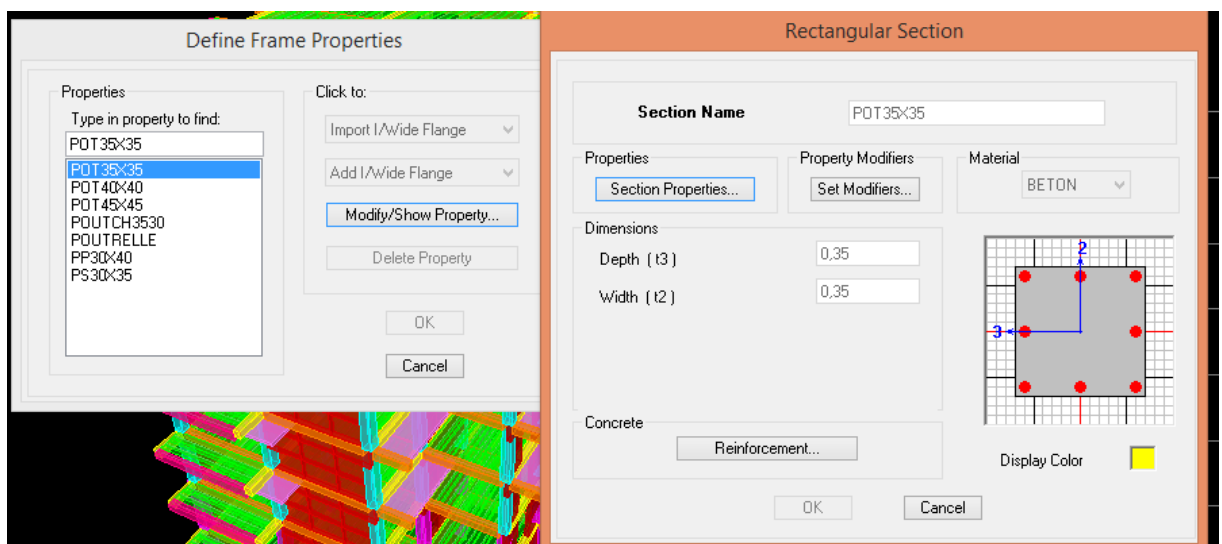


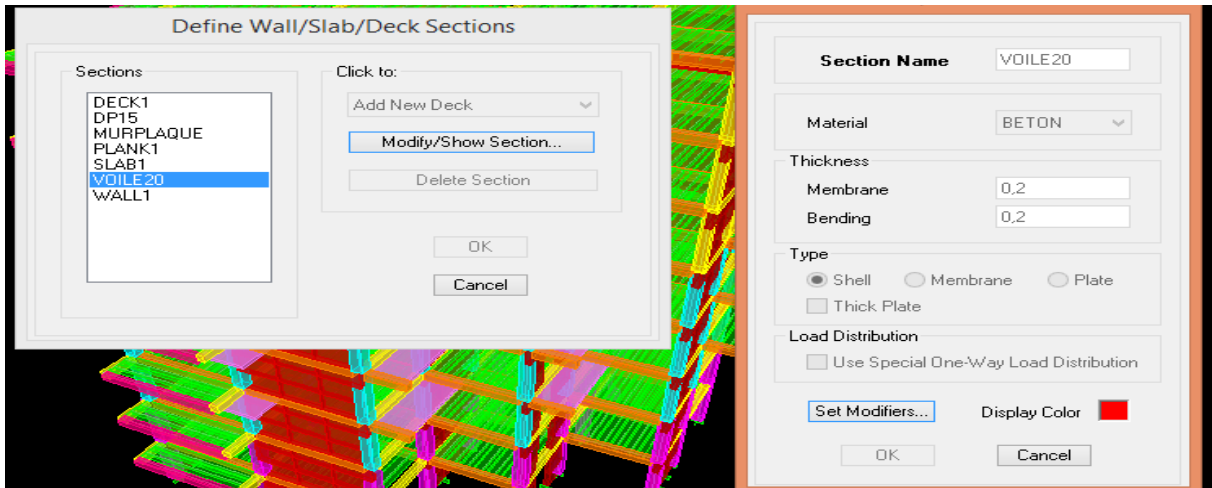


Figure IV-11 : Définition des poteaux

- **Pour la poutre et les voiles :**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



IV-12 : Définition des voiles

- Pour le Balcon : Define ⇒ wall/ slab/ deck sections

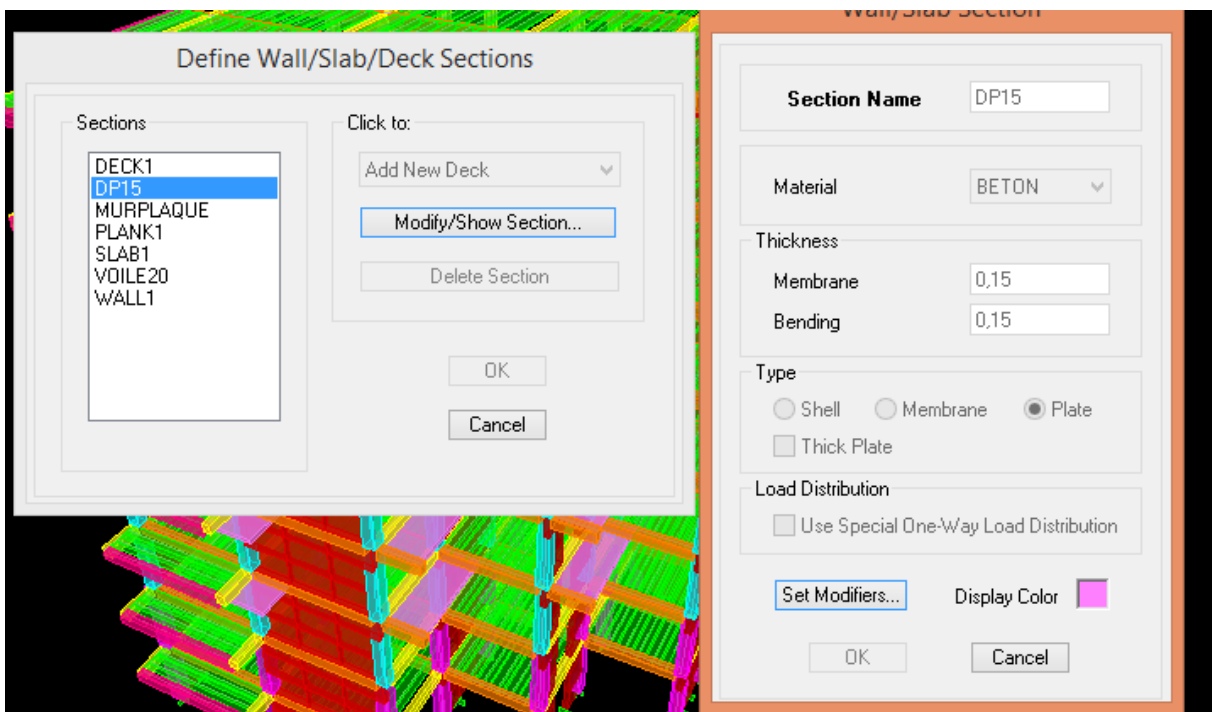


Figure IV-13 : Définition des balcons

Avec : Dp : dalle pleine (ep=15cm)

- Affectation des éléments défini au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

a- Pour les poutres :

On sélectionne :

- **Draw** ⇒ **Draw Line Objects** ⇒ **Create lines in region or at clicks (plan, elev, 3D).**

Une fenêtre apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

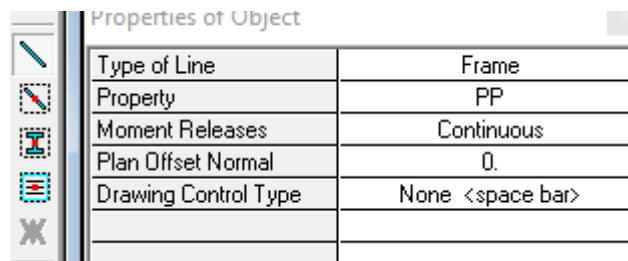


Figure IV-14 : Dessiner les poutres

b- Pour les poteaux :

On sélectionne :

- **Draw** ⇒ **Draw Line Objects** ⇒ **Create columns in region or at clicks (plan).**

Une fenêtre apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer Selon l'étage correspondant.

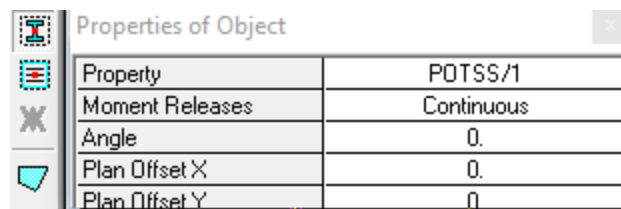


Figure IV-15 : Dessiner les poteaux

c- Pour les dalles pleines et dalles en corps creux :

On sélectionne :

- **Draw** ⇒ **Draw area objects** ⇒ **Draw rectangular,**  **ou create areas at clicks**



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec bouton gauche pour placer la dalle (on utilise les mêmes instructions pour les dalles en corps creux).

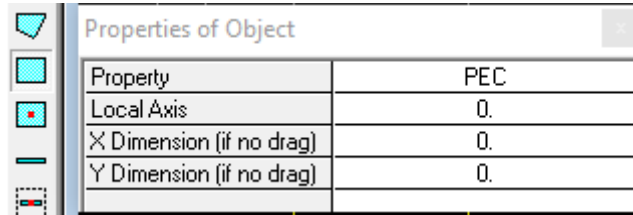



Figure IV-15 : Dessiner des planchers

d- Pour les voiles :

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines  mais on va se mettre en élévation.

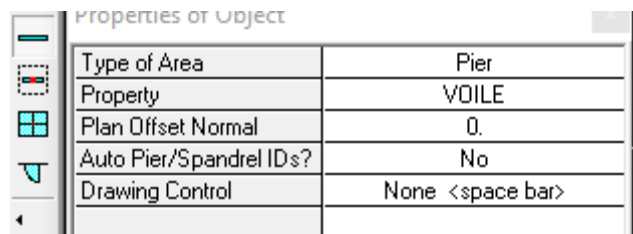


Figure IV-16 : Dessiner des voiles

Après l'introduction des données précédentes, on obtient la structure suivante :

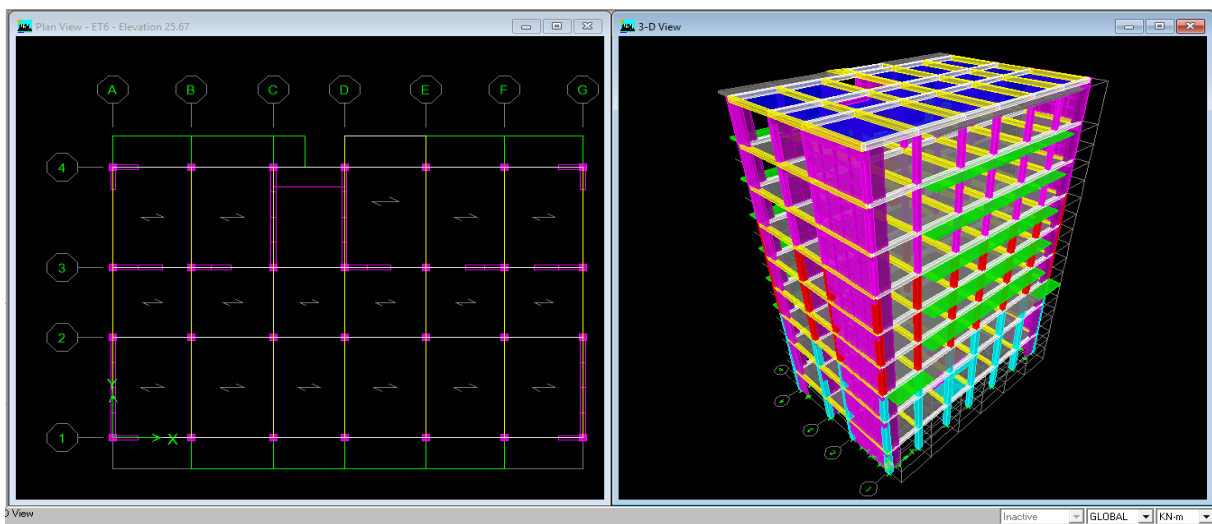


Figure IV-18 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

IV-3-4 Définition des charges statiques et la masse sismique :

a- Définition des charges statiques (G+Q) :

- **Define** ⇒ **Static Load Case**

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), et d'exploitation (Q ou LIVE).

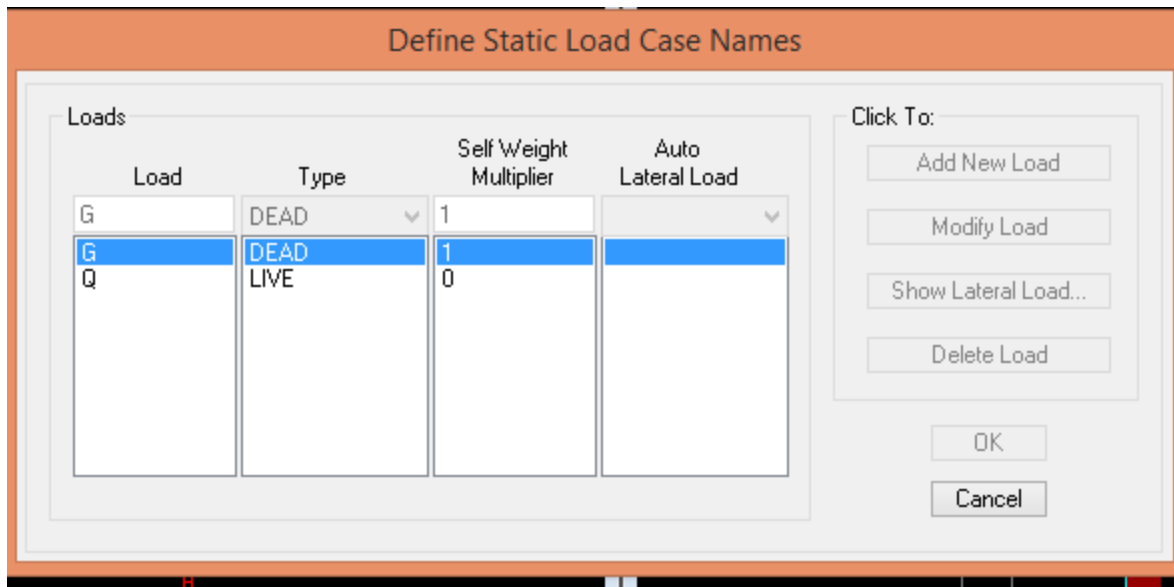


Figure IV-19 : Définition du poids propre

b- Définition de la masse sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante revenant à chaque plancher qui est excité le séisme, cette masse est supposées comme une charge d'exploitation concentrée en leur centre de masse.

- $W_{i\text{plancher}} = W_{G\text{plancher}} + \beta W_{Q\text{plancher}}$ formule 4-5 RPA99 version 2003

Avec :

- W_i : poids de l'étage
- W_G : poids du aux charges permanentes
- W_Q : charges d'exploitations
- β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifié 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment à usage habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

- **Define** ⇒ **Masse Source** ⇒ **From Loads**.

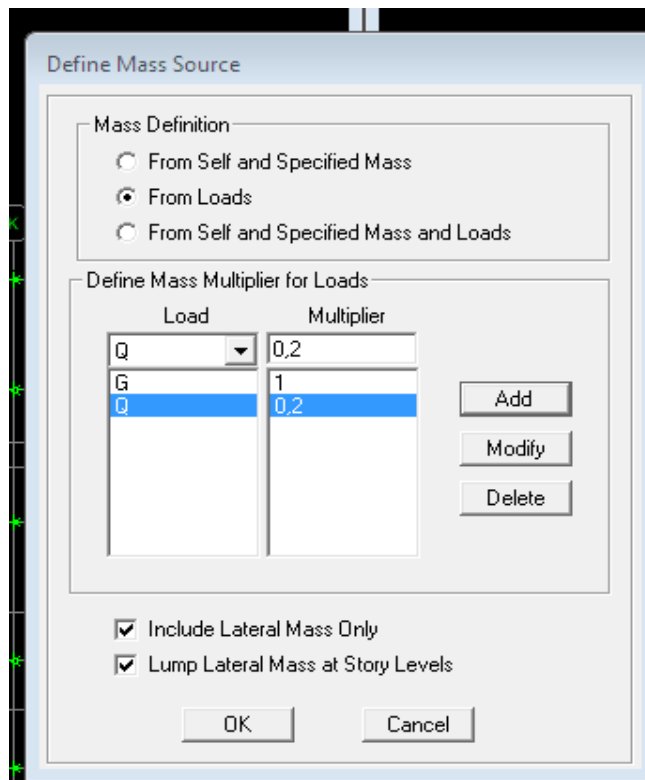


Figure IV-20 : Définition de la masse sismique

IV-3-5 Introduction du spectre de réponse (E) selon RPA99/version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T . On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur :

- **Text** ⇒ **Enregistrer**

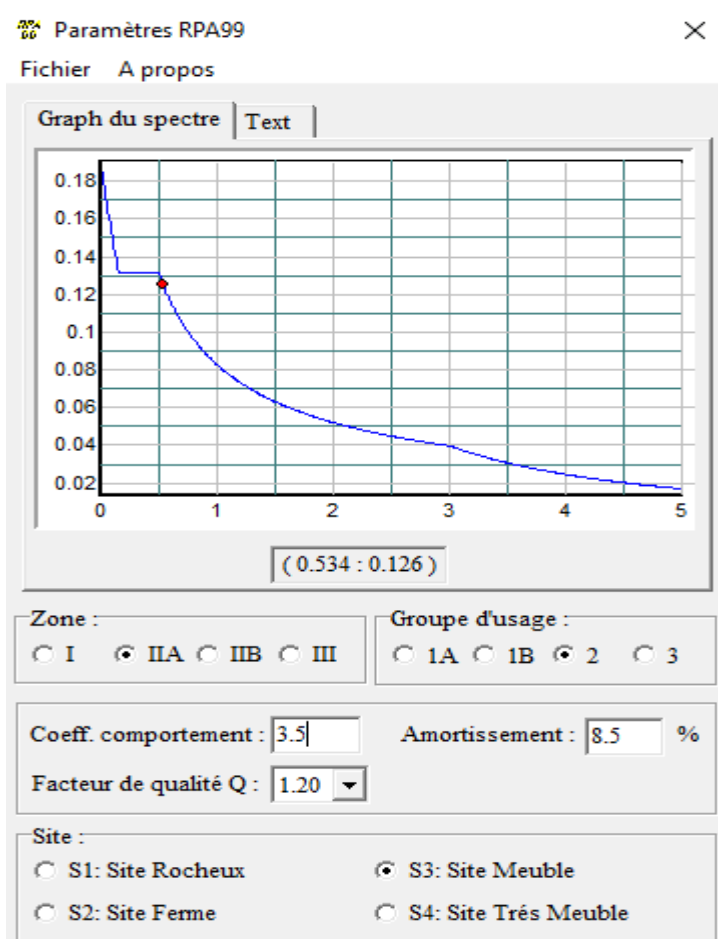


Figure IV-21 : Définition du spectre de calcul du RPA

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

- **define⇒responsespectrum⇒function spectre from file**

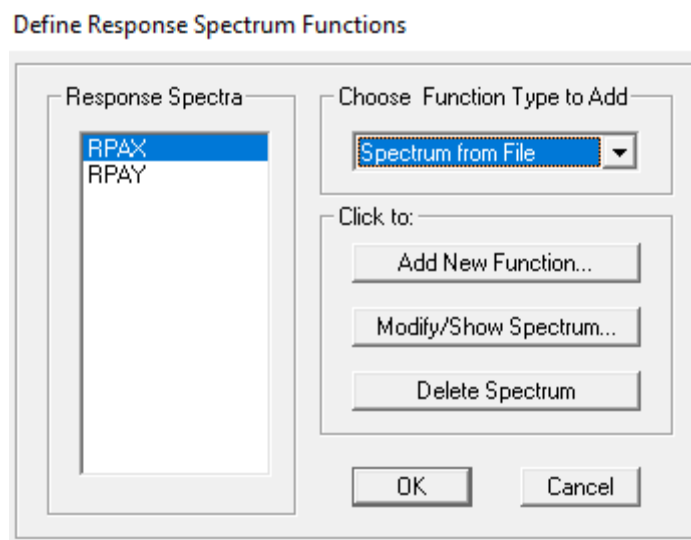


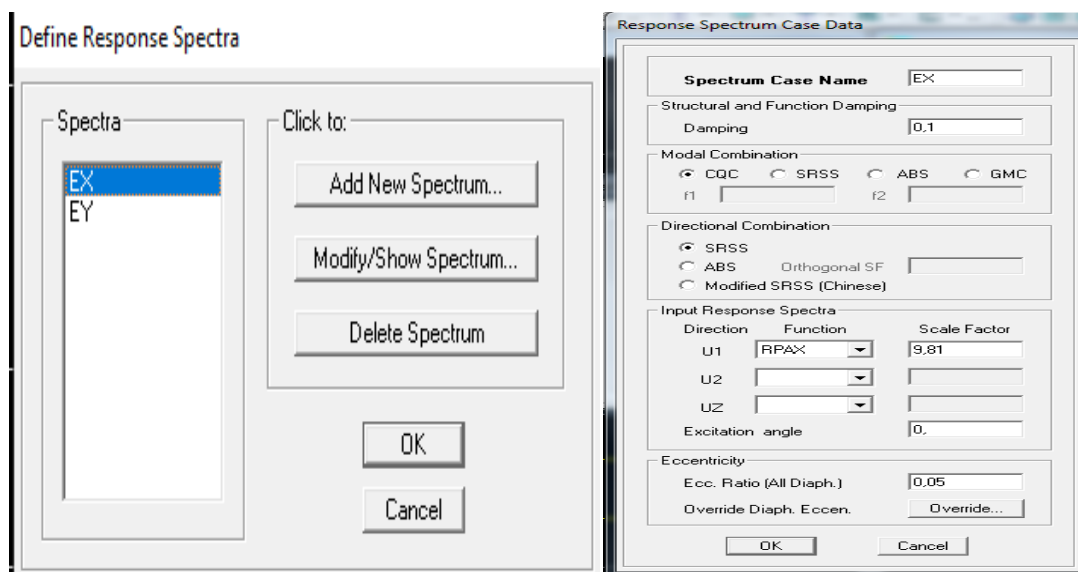
Figure IV-22 : Introduction du spectre de calcul du RPA

a- Définition de la charge sismique (E) :

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**. Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique **E** suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

- **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

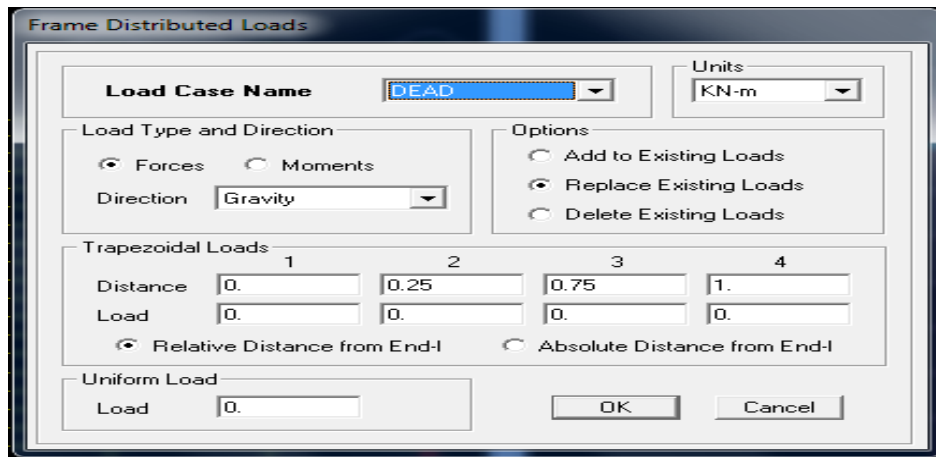


IV-23 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

IV-3-6 Chargement des éléments :

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques. On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

- **Assign** → **Sell/areas load** → **Uniform**.



IV-24 : La méthode du chargement

IV-3-7 Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

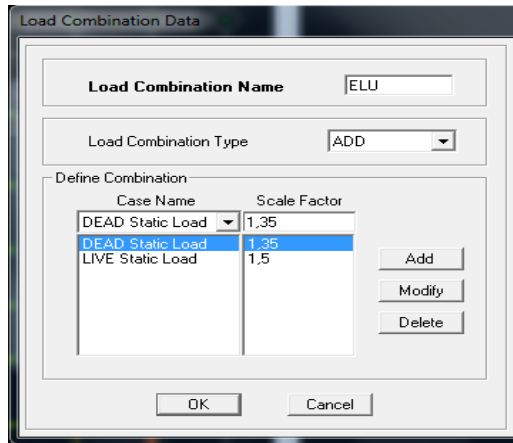
$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

- **Define** → **Loads Combinations** → **Add New Combo**.

Exemple:

ELU on remplit comme suit :



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

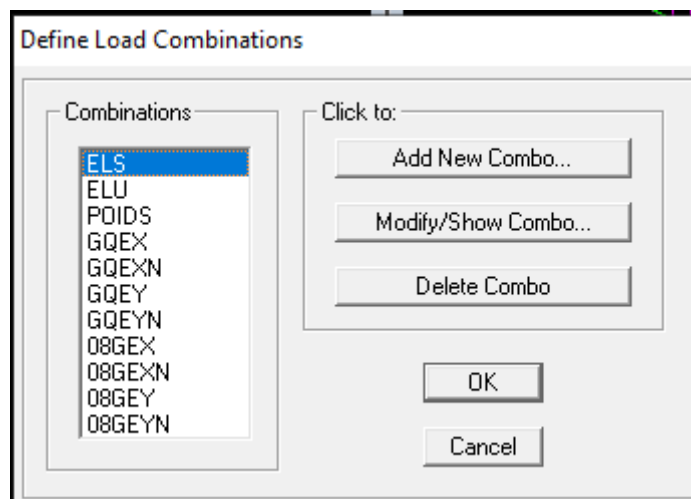



Figure IV-25 : Introduction des combinaisons d'actions

IV-3-8 Spécification des conditions limites pour la structure :

a- Appuis :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

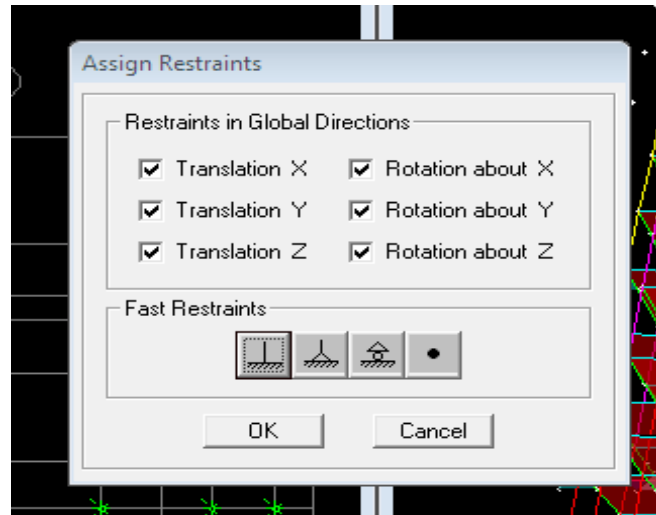


Figure IV-26 : Encastrement des appuis

b- Les diaphragmes :

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragmes pour chaque plancher :

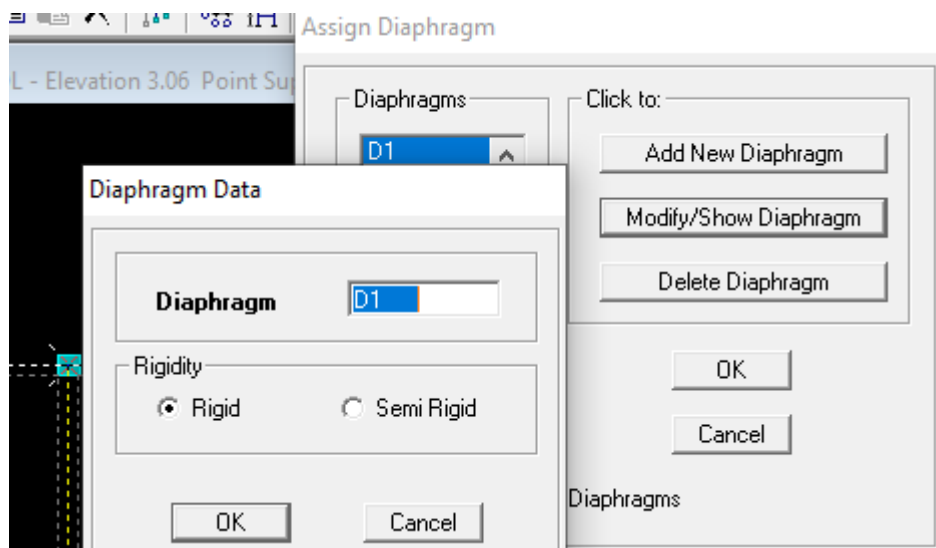


Figure IV-27 : Introduction des diaphragmes

IV-3-9 Analyse et visualisation des résultats :

a- Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet

- **Analyse** ⇒ **Run Analysis** ou directement **F8** sur le clavier

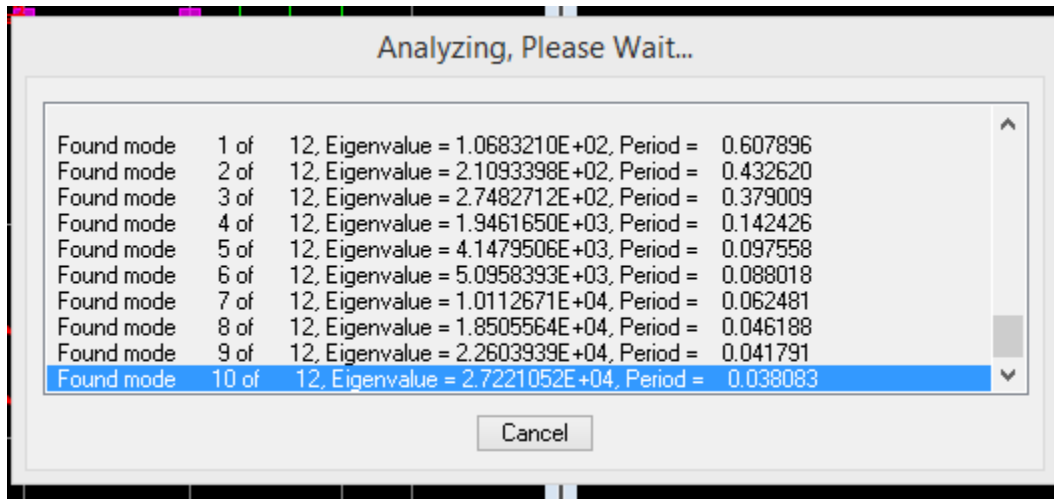


Figure IV-28 : Lancement d'analyses

b- Visualisation des résultats :

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats

Déplacement :

- **Display** ⇒ **Show Deformed shape**

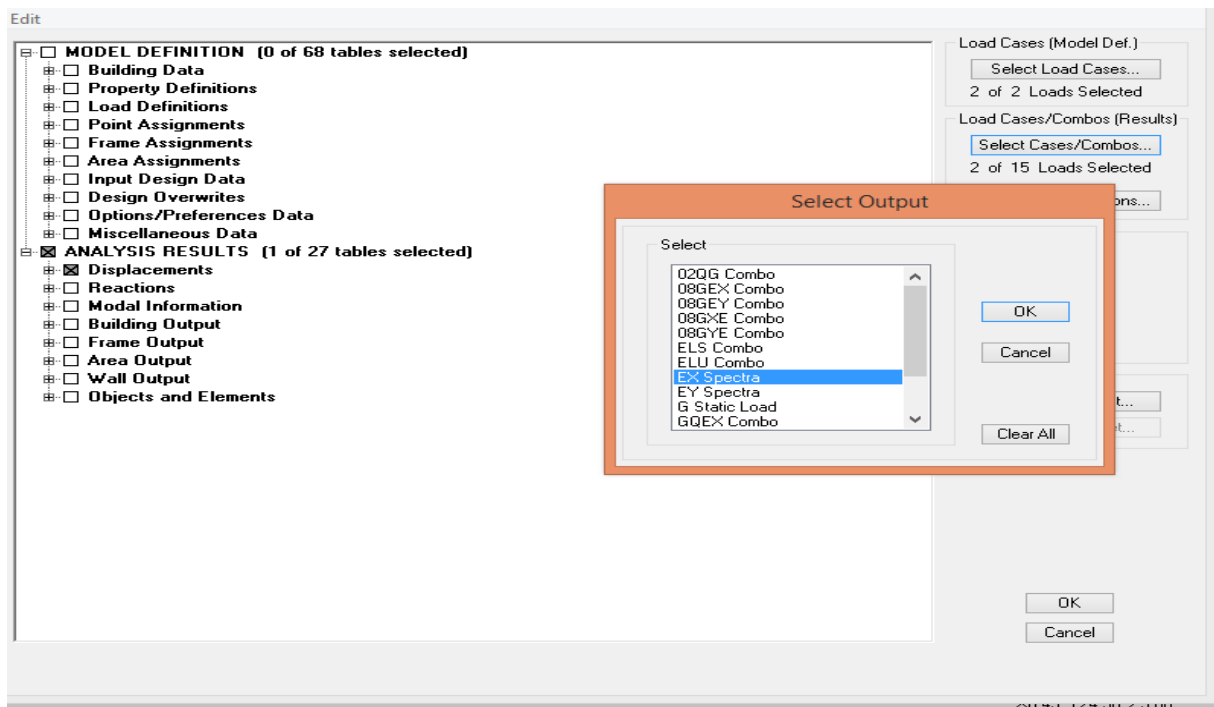


Figure IV-29 : Visualisation des déplacements

b-1 Visualisation des réactions :

- **Display** ⇒ **Show Mode Shape.**

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

b-2 Résultat d'analyse :

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

- **Display** ⇒ **Show Tables.**

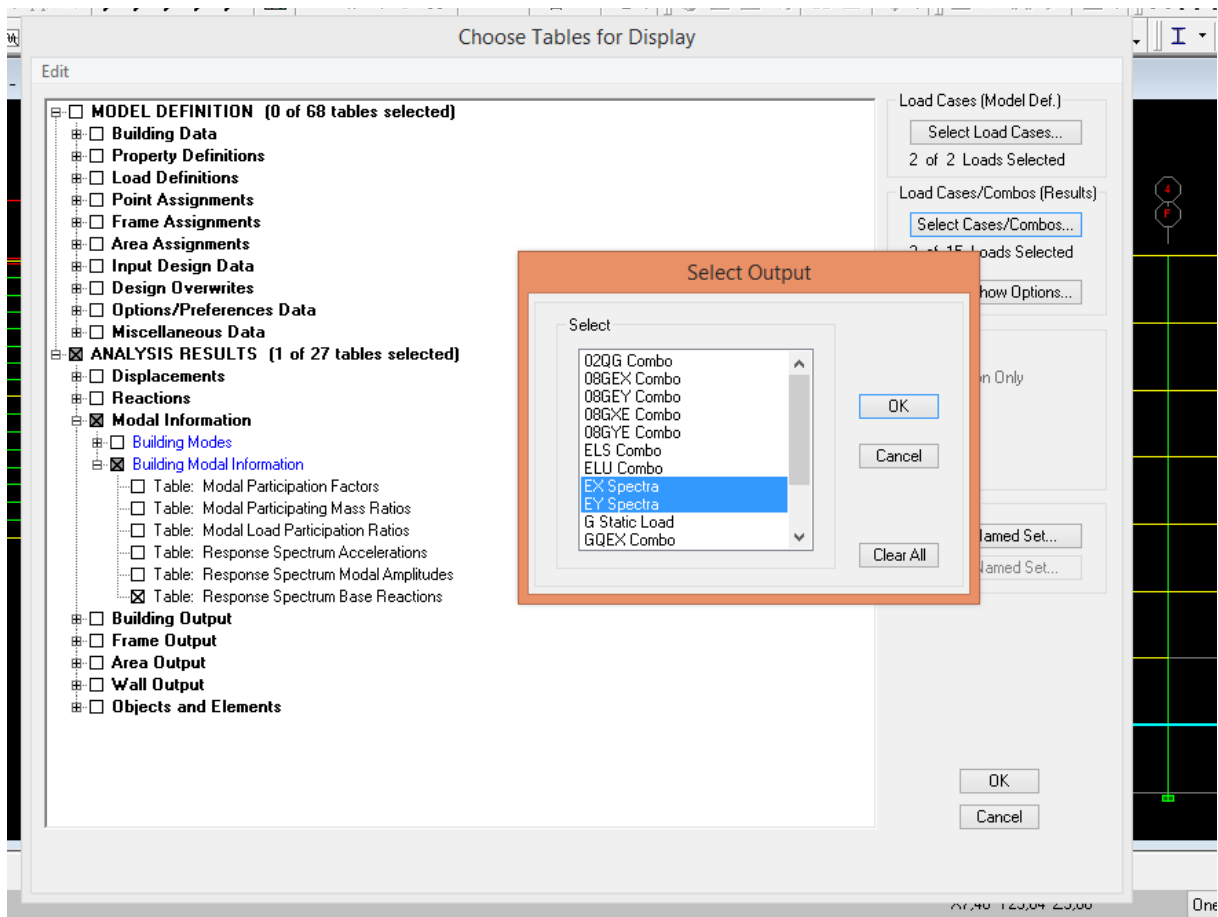


Figure IV-30 : Résultats d'analyses

Chapitre V: Vérification des conditions du RPA99

V-1 Introduction :

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du règlement parasismique algérien (RPA) qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit.
- Vérification de l'excentricité.

V-2 Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois étapes :

- Par la méthode statique équivalent
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V-3 Condition d'application de la méthode statique équivalente (RPA99/version 2003/Art4.1.2) :

V-3-1 Condition sur la hauteur :

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dans la hauteur ne dépasse pas : 65m en zone I ; II_a ; II_b .

30m en zone III.

V-3-2 Condition sur la configuration :

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments en plan et en élévation.

V-3-3 Condition complémentaire :

En zone II_a et II_b :

- Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec $H < 23m$.
- Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec $H < 17m$.
- Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec $H < 10m$.

Notre bâtiment n'est pas régulier en plans et la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode équivalente n'est pas applicable.

Vu l'irrégularité en plan de notre bâtiment, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

V-4 Vérification des conditions du RPA :

V-4-1 Vérification de la période fondamentale (RPA99/version2003/Art4.2.4) :

Estimation de la période fondamentale **T** de la structure peut être estimée de la formule :

$$T = C_T h_n^{3/4} \text{ Avec :}$$

- **h_N**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).
- **C_T**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. il est donné par le tableau 4.6 (RPA99/ version2003/tableau 4.6).
C_T=0.05
- $T = 0,05 \times (28.07^{3/4}) \times 1.3 = 0.81 \text{ s.}$

a- Détermination de la période par ETABS :

Display ⇒ show tables ⇒ Analysis Results ⇒ modal information ⇒ Building Modal Information ⇒ Table: modal participation mass ratio

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK

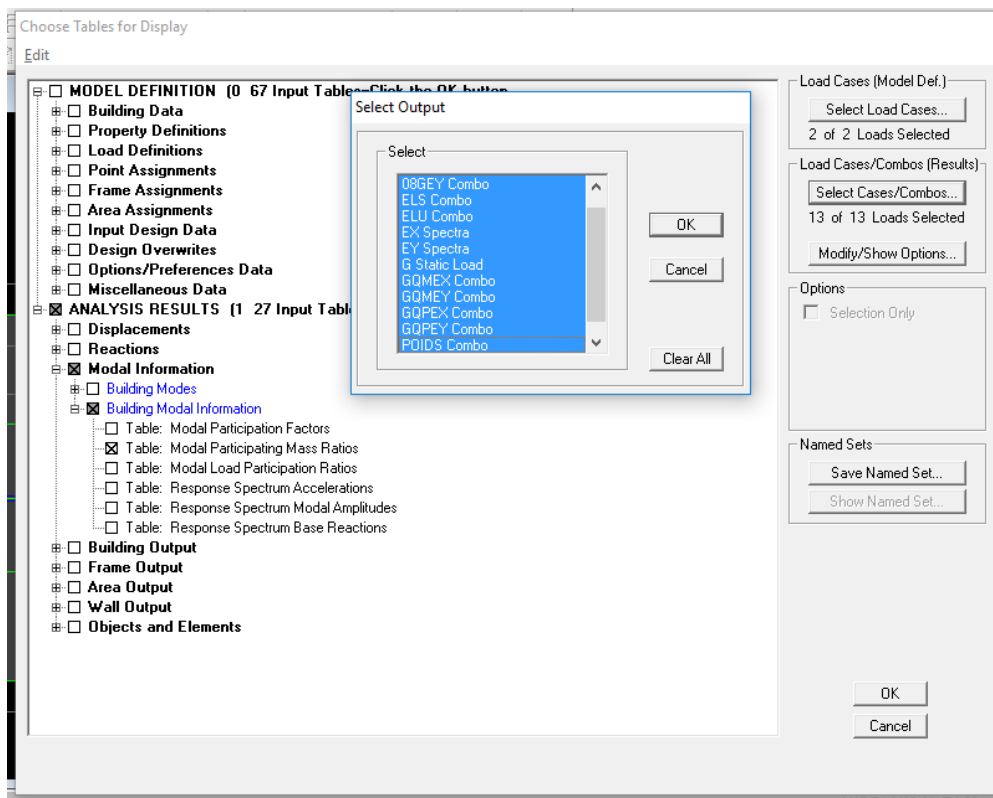


Figure V-1 : Affichage des informations modales

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.713151	72.3427	0.0059	0.0000	72.3427	0.0059	0.0000	0.007
2	0.334709	0.0018	69.4586	0.0000	72.3445	69.4645	0.0000	97.961
3	0.299116	0.1270	0.1339	0.0000	72.4715	69.5984	0.0000	0.200
4	0.183439	15.2753	0.0020	0.0000	87.7467	69.6004	0.0000	0.000
5	0.079407	4.6437	0.0040	0.0000	92.3904	69.6044	0.0000	0.000
6	0.070704	0.0011	18.7637	0.0000	92.3915	88.3681	0.0000	1.598
7	0.064583	0.0042	0.1816	0.0000	92.3957	88.5497	0.0000	0.017
8	0.045900	2.5770	0.0000	0.0000	94.9727	88.5497	0.0000	0.000
9	0.031887	1.7487	0.0113	0.0000	96.7214	88.5610	0.0000	0.000
10	0.030323	0.0004	5.1094	0.0000	96.7217	93.6705	0.0000	0.160
11	0.028378	0.0188	0.1140	0.0000	96.7405	93.7845	0.0000	0.003
12	0.026183	0.0001	0.0075	0.0000	96.7406	93.7920	0.0000	0.000
13	0.025650	0.0443	0.0009	0.0000	96.7849	93.7928	0.0000	0.000
14	0.023951	0.9201	0.0022	0.0000	97.7050	93.7950	0.0000	0.000
15	0.023704	0.0002	0.0021	0.0000	97.7052	93.7972	0.0000	0.000
16	0.023106	0.0046	0.0000	0.0000	97.7098	93.7972	0.0000	0.000
17	0.022887	0.0043	0.0070	0.0000	97.7141	93.8042	0.0000	0.000
18	0.022530	0.0305	0.0018	0.0000	97.7145	93.8050	0.0000	0.000

Figure V-2 : Extraction de la période de la structure

Du tableau : $T_{etabs} = 0.713151$ s

On a : $T_{calculé} > T_{etabs} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V-4-2 Le pourcentage de participation de la masse modale (RPA2003/Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

Chapitre V : vérification des conditions du RPA99

Du logiciel ETABS on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.713151	72.3427	0.0059	72.3427	0.0059
2	0.334709	0.0018	69.4586	72.3445	69.4645
3	0.299116	0.127	0.1339	72.4715	69.5984
4	0.183439	15.2753	0.002	87.7467	69.6004
5	0.079407	4.6437	0.004	92.3904	69.6044
6	0.070704	0.0011	18.7637	92.3915	88.3681
7	0.064583	0.0042	0.1816	92.3957	88.5497
8	0.0459	2.577	0	94.9727	88.5497
9	0.031887	1.7487	0.0113	96.7214	88.561
10	0.030323	0.0004	5.1094	96.7217	93.6705
11	0.028378	0.0188	0.114	96.7405	93.7845
12	0.026183	0.0001	0.0075	96.7406	93.792
13	0.02565	0.0443	0.0009	96.7849	93.7928
14	0.023951	0.9201	0.0022	97.705	93.795

Tableau V-1 : Mode de vibration et participation massique

- la masse modale dans le sens X est supérieure à 90% au 5^{ème} mode.
- la masse modale dans le sens Y est supérieure à 90% au 10^{ème} mode.

V-4-3 : Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display →show Deformed shape →Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw→Draw Section Cut

Chapitre V : vérification des conditions du RPA99

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Section Cutting Line Projected Coordinates		
	X	Y
Start Point	-2.9539	5.21
End Point	26.6492	5.2648

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	11.8476	5.2374	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1491.676	32.5394	1.7794	1494.8757	113.475	18.2625
Moment	237.4558	31323.4203	3326.3614	772.9345	31179.5879	3812.9046

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-1)** : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.2516	5.1643
End Point	20.2044	5.1643

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.4764	5.1643	0.	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1126.2961	167.2345	136.1562	1182.4358	69.4351	159.6855
Moment	391.1931	23827.4942	2551.7204	382.8197	24431.7229	2890.4313

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

On obtient les résultats suivants :

a- Sens xx :

- Effort repris par l'ensemble **1052.7725 KN**
- Effort repris par les portiques : **219.5142 KN**
- Effort repris par les voiles : **715.5578KN**
- Pourcentage des efforts repris par les portiques : **20%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles : **69%**

b- Sens yy :

- □ □ Effort repris par l'ensemble **1293.628KN**
- Effort repris par les portiques : **77.1067 KN**
- Effort repris par les voiles : **1189.024 KN**
- Pourcentage des efforts repris par les portiques : **8%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles : **92%**

Conclusion : Selon les résultats présentés, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement (voile porteurs) assuré par des voiles. D'après l'article 3.4 du RPA99 prescrit pour ce système de contreventement les recommandations suivantes : Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, proportionnellement à leur rigidité relative, ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux donc : **R = 3,5**

V-4-4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

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 (**RPA99 version 2003/Art4.3.6**).

$$V_{\text{base.MSM}} \geq 80\% V_{\text{base.MSE}}$$

a- $V_{\text{base.MSM}}$:

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⇒ **Show Tables** ⇒ **ANALYSIS RESULTS** ⇒ **Modal Information** ⇒ **Building Modal Information** ⇒ **Response Spectrum Base Reactions** ⇒ **Select Cases/Combos** ⇒ **E Spectra** + **OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1471.93	3.56	0.00	-48.252	31221.955	-9399.3
EX	2	U1	0.02	5.70	0.00	-124.743	-0.094	54.44
EX	3	U1	0.13	0.05	0.00	-1.100	3.259	1.438
EX	4	U1	314.71	-0.86	0.00	136.597	757.958	-1998.1
EX	5	U1	118.45	-3.72	0.00	22.640	479.033	-787.3
EX	6	U1	0.07	-6.30	0.00	34.642	0.664	-60.41
EX	7	U1	0.20	0.60	0.00	-3.082	0.897	6.134
EX	8	U1	67.02	0.21	0.00	1.127	134.073	-406.1
EX	9	U1	51.78	-0.10	0.00	0.291	106.275	-300.3
EX	10	U1	0.03	-2.15	0.00	7.423	0.067	-20.56
EX	11	U1	0.00	-0.05	0.00	0.148	0.024	-0.60
EX	12	U1	29.45	-0.23	0.00	1.938	44.183	-146.8
EX	13	U1	18.97	0.96	0.00	-7.958	29.958	-171.1
EX	14	U1	0.11	0.10	0.00	-0.311	0.221	3.403
EX	15	U1	3.06	0.46	0.00	-1.463	4.679	-6.70
EX	16	U1	9.42	0.30	0.00	-1.151	13.997	-49.85
EX	17	U1	1.58	-0.74	0.00	2.486	2.036	-44.85

Figure V-3 : Effort tranchant à la base données par ETABS

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

b- $V_{\text{base.MSE}}$:

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 4.1})$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1 RPA99 version 2003/Art4**)

groupe d'usage2 }
zone sismique II_a } $\Rightarrow A = 0,15$

D: facteur d'amplification dynamique moyen, il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T_2 associée au site sa valeur calculé par l'une des trois équations :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Où : η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \eta = 1.83$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissage pour un voile et béton armé, mur en maçonner $\xi = 8.5\%$

T_2 : périodes caractéristique associées à la catégorie du site.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{2(s)}$	0,3	0,4	0,5	0,7

\Rightarrow on prend : $T_2 = 0,5s$

- **Estimation de la période fondamentale (T) : $T = 0,71s$.**

Dans notre cas $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\text{Donc } D = 2,5 \times 1,83 \times \left(\frac{0,5}{0,71}\right)^{2/3} = 1,03$$

- **R : coefficient de comportement de la structure :**

Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé $R = 3,5$.

$$V_{\text{base. MSE}} = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t = \frac{0,15 \times 0,88 \times 1,20}{3,5} 17383,13 = 920,809 \text{ KN.}$$

$$80\% V_{\text{base. MSE}} = 0,8 \times 920,809 = 736,647$$

- **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} V_x = 1470,62 \text{ KN} > 736,647 \\ V_y = 1768,75 \text{ KN} > 736,647 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-4-5 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots \dots (\text{RPA 99 formule 4-19}).$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

$$\delta_{ki} - \delta_{ki-1} \leq 1\% h \text{ (hauteur d'étage considéré)} \dots \dots \dots (\text{formule 4.20 RPA99}).$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display \Rightarrow **show tables**, un tableau s'affichera s'affichera, et on coche les cases suivantes :

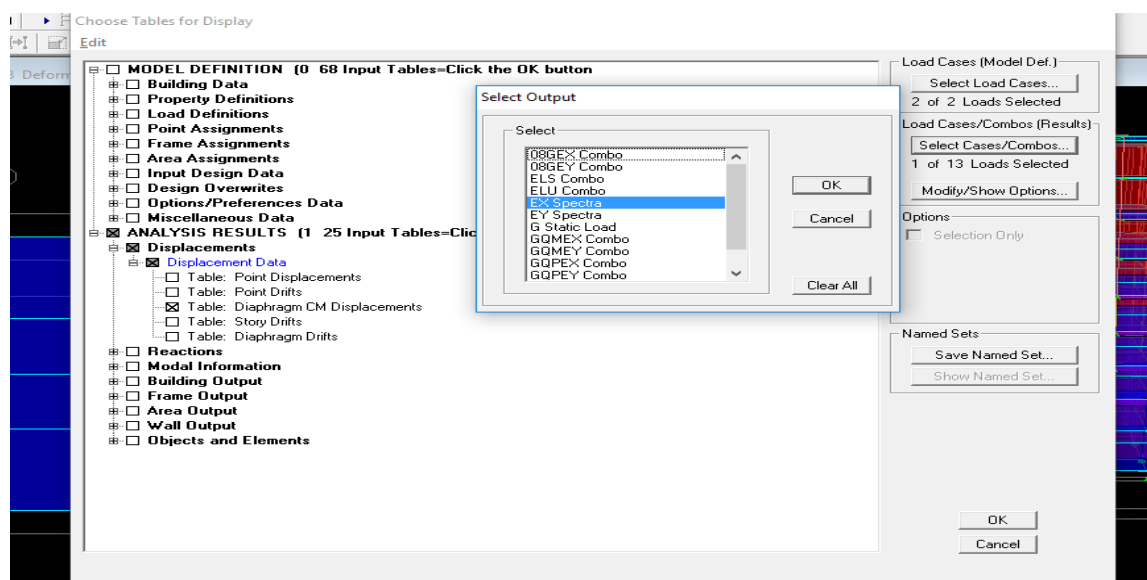


Figure V-4 : Méthode d’affichage des déplacements sur le logiciel ETABS

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant X et Y :

ETAGE	Loads	Drift X	H etage	R	$\leq 1\% H_e = 0.031$	Loads	Drift Y	H etage	R	$\leq 1\% H_e = 0.031$
ET7	Ex	0.000568	3.06	3.5	CV	Ey	0.00029	3.06	3.5	CV
ET6	Ex	0.000633	3.06	3.5	CV	Ey	0.000292	3.06	3.5	CV
ET5	Ex	0.000682	3.06	3.5	CV	Ey	0.000291	3.06	3.5	CV
ET4	Ex	0.000712	3.06	3.5	CV	Ey	0.000283	3.06	3.5	CV
ET3	Ex	0.000717	3.06	3.5	CV	Ey	0.000267	3.06	3.5	CV
ET2	Ex	0.000706	3.06	3.5	CV	Ey	0.000239	3.06	3.5	CV
ET 1	Ex	0.00065	3.06	3.5	CV	Ey	0.0002	3.06	3.5	CV
RDC	Ex	0.000504	4.08	3.5	CV	Ey	0.000138	4.08	3.5	CV
SOUS-SOL	EX	0.000216	3.06	3.5	CV	Ey	0.00006	3.06	3.5	CV

Tableau V-2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion : D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V-4-6 Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les

niveaux: Tel que $\theta = \frac{\Delta \times P}{h \times V} \dots \dots \dots$ (RPA99 version 2003/Art 5.9).

Avec :

- P : poids total de la structure.
- V : effort tranchant à l'étage considéré.
- H : hauteur de l'étage.
- Δ : le déplacement.

Etage	P _k	Δ _{kx}	Δ _{ky}	V _{kx}	V _{ky}	h _k	θ _x	θ _y	<0.10
ET7	2141.76	0.000568	0.00029	354.89	446.66	3.06	0.001120222	0.000454433	CV
ET6	4067.56	0.000633	0.000292	613.51	754.04	3.06	0.001371496	0.000514756	CV
ET5	5993.35	0.000682	0.000291	830.75	991.21	3.06	0.001607912	0.00057501	CV
ET4	7926.11	0.000712	0.000283	1014.06	1182.01	3.06	0.001818675	0.00062016	CV
ET3	9858.86	0.000717	0.000267	1167.29	1340.01	3.06	0.001978999	0.000641961	CV
ET2	11791.62	0.000706	0.000239	1291.39	1470.39	3.06	0.002106684	0.00062635	CV
ET1	13724.54	0.00065	0.0002	1384.66	1572.98	3.06	0.002105458	0.000570273	CV
RDC	15660.8	0.000504	0.000138	1447.4	1645.71	4.08	0.001336582	0.000321869	CV
SOU S- SOL	17383.13	0.000216	0.00006	1470.62	1675.86	3.06	0.000834372	0.000203386	CV

Tableau V-3 : Justifications vis-à-vis de l'effet-Δ

Dans notre cas l'effet de second ordre peut être négligé car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

V-4-7 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et

Chapitre V : vérification des conditions du RPA99

suyant chaque direction. Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à $\max(5\% L_x; 5\% L_y)$. Pour cela, on procède de la manière suivante : **Display** \Rightarrow **Show Tables** \Rightarrow **Analysis Results** \Rightarrow **Building Output** \Rightarrow **Center Mass Rigidity**.

Les résultats s'afficheront comme suite :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SOUS-SOL	D1	182.5483	182.5483	9.439	6.122	182.5483	182.5483	9.439
	RDC	D2	177.7752	177.7752	9.501	6.443	177.7752	177.7752	9.501
	ET1	D3	189.4414	189.4414	9.616	6.242	189.4414	189.4414	9.616
	ET2	D4	189.8820	189.8820	9.618	6.213	189.8820	189.8820	9.618
	ET3	D5	189.8820	189.8820	9.618	6.213	189.8820	189.8820	9.618
	ET4	D6	189.5270	189.5270	9.618	6.213	189.5270	189.5270	9.618
	ET5	D7	189.2196	189.2196	9.618	6.214	189.2196	189.2196	9.618
	ET6	D8	189.2820	189.2820	9.618	6.209	189.2820	189.2820	9.618
	ET7	D9	203.1145	203.1145	9.630	6.405	203.1145	203.1145	9.630

Figure V-5 : Excentricité données par le logiciel ETABS

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur les tableaux suivants :

Story	Diaphragm	XCM	XCR	$ex = X_{cm} - X_{cr} $	$\leq 5\% L_x$	CV/CNV
SS	D1	9.439	9.569	-0.13	0.96	CV
RDC	D2	9.501	9.478	0.023	0.96	CV
ET1	D3	9.616	9.521	0.095	0.96	CV
ET2	D4	9.618	9.55	0.068	0.96	CV
ET3	D5	9.618	9.567	0.051	0.96	CV
ET4	D6	9.618	9.576	0.042	0.96	CV
ET5	D7	9.618	9.582	0.036	0.96	CV
ET6	D8	9.618	9.585	0.033	0.96	CV
ET7	D9	9.63	9.589	0.041	0.96	CV

Tableau V-4 : Excentricité de chaque étage suivant le sens X-X

Story	Diaphragm	YCM	YCR	$ey = \frac{ Y_{cm} - Y_{cr} }{Y_{cr}}$	$\leq 5\% L_x$	CV/CNV
SS	D1	6.122	6.901	-0.779	0.96	CV
RDC	D2	6.443	6.092	0.351	0.96	CV
ET1	D3	6.242	5.904	0.338	0.96	CV
ET2	D4	6.213	5.9	0.313	0.96	CV
ET3	D5	6.213	5.96	0.253	0.96	CV
ET4	D6	6.213	6.034	0.179	0.96	CV
ET5	D7	6.214	6.113	0.101	0.96	CV
ET6	D8	6.209	6.198	0.011	0.96	CV
ET7	D9	6.405	6.299	0.106	0.96	CV

Tableau V-5 : Excentricité de chaque étage suivant le sens Y-Y

V-4-8 : Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit est donné par le rapport suivant :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots (\text{RPA99 version 2003/Art7.1.3.3})$$

Tel que:

- B_c : section du Poteau.
- N_d : effort normal max dans les poteaux sous :(0,8G±E et G+Q±E)
- F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

On a :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{919.61}{0,4 \times 0,4 \times 25000} = 0,23 \leq 0,30 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VI: Clacul des éléments structuraux

VI-1 Introduction:

Ce chapitre est l'objectif principal de notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaire pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composé
- Les poutres seront calculées en flexion simple

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans ce tableau :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

VI-2 Ferrailage des poteaux :

VI-2-1 Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiées à l'ELS en flexion composée, les calculs sont effectués en tenant compte de trois type de sollicitations :

- -effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$)
- -effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$)
- -moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

VI-2-2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a- Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

Section des Poteau (cm ²)	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement	Zone courante
	$A_{\min}=0,8\% b h$ (cm ²)	$A_{\max}=6\% b h$	$A_{\max}=4\% b h$
(40 x 40)	12,8	96	64
(35 x 35)	9,8	73,5	49
(30 x 30)	7,2	54	36

Tableau VI-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40 ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b- Armatures transversales :

- **Le rôle des armatures transversales consiste à :**
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots \dots \dots \text{RPA version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

- V_u : est l'effort tranchant de calcul
- h_1 : est la hauteur totale de la section brute

- f_e : est la contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : est l'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:
- **Dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15\text{cm})$ en zone IIa.

- **Dans la zone courante :**

$t' \leq 15 \emptyset$ en zone IIa.

$\emptyset 1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b_1$**

en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- l_f : la longueur de flambement du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset t$ minimum.

VI-2-3 Calcul du ferrailage :

a- Calcul des armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

Si N_u est un effort de traction on a :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right) \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

$$\text{Où : } e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

• Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}.$$

Avec :

N_u : Effort de compression.

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

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

$$\gamma_b = 1,5e\theta = 1 \text{ Pour fissuration durable.}$$

$$\gamma_b = 1,15e\theta = 0,85 \text{ Pour fissuration accidentelle.}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

- **1^{er} cas :**

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

$$A_{sc} = 0$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

- **2^{ème} cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**).

On calcul :

$$M_1 = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

Avec : M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{scf} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

La section réelle d'armature est : $A'_{sc} = A_{scf}$, $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Si l'inégalité suivante n'est pas vérifiée : $N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$.

\Rightarrow Donc la section est entièrement comprimée.

Il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bu} \Rightarrow (A)$$

Deux cas peuvent se présenter :

- **1^{er} cas :**

Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section nécessite des armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- **2^{ème} cas :**

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c'est-à-dire :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{\max} = -984,83 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 10,378 \text{ KN.m (ELU)}$$

N : effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10,378}{984,83} = 0,0105 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0,4}{2} - 0,03 = 0,17 \text{ m}$$

Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 10,378 + 984,83 \left(\frac{0,4}{2} - 0,03\right) = 177,799 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 984,83(0,37 - 0,03) - 177,799 = 157,043 \text{ KN.M.}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,4}\right) \times 0,4 \times 0,4^2 \times 14,17 \times 10^3$$

$$= 250.525 \text{KN. m.}$$

On a : $N_u(d - c') - M_f < \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$ donc la section est entièrement comprimée.

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bu} = 385.424 \text{KN. m.} \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Calcul de A_s' :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}} = \frac{0,357 + \frac{984.83 \times 10^3 (37-3) - 177.799 \times 10^5}{40 \times 40^2 \times 14,17 \times 10^2}}{0,8571 - \frac{3}{40}} = 0,67$$

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{984.83 \times 10^3 - 0,67 \times 40 \times 40 \times 14,17 \times 10^2}{348 \times 10^2} = 0 \text{ cm}^2.$$

b- Ferrailage à l'ELU :

Les résultats sont donnés dans tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN. m]	nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
Sous-sol, RDC, 1 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-984.83	10.378	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14,2
		$N^{min} - M^{corres}$	0.8GE	316.88	17.31	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	GQE	-660.61	-63.411	SEC	0	0			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	0.8GE	-699.59	-3.012	SEC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,68
		$N^{min} - M^{corres}$	ELU	102.69	-1.587	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	GQE	-252.82	-45.547	SPC	0.85	0			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	30 × 30	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-343.64	-6.659	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		$N^{min} - M^{corres}$	0.8GE	82.04	9.2	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	GQE	-52.89	-43.559	SPC	4.23	0			

Tableau VI-3 : Calcul des armatures pour les poteaux

VI-2-4 Vérification aux exigences du RPA :

a- Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\} \quad L' = 2 \times h$$

Avec :

- h_e : Hauteur de l étage.
- (b_1, h_1) : dimensions du poteau.
- $-h$: hauteur de la poutre.

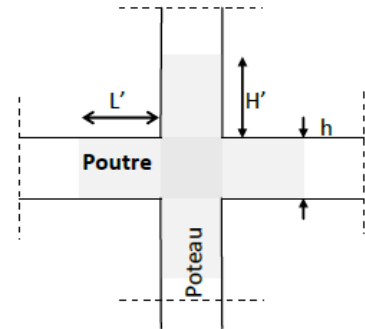


FIGURE VI-1 : zone nodale dans le poteau

- poteaux (40×40) : $h' = 70.8\text{cm}$
- Poteaux (35×35) : $h' = 60\text{cm}$
- Poteaux (30×30) : $h' = 60\text{cm}$
- Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

b- Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \quad \text{soit :} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec : ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = \mathbf{2,01\text{cm}^2} = \mathbf{4HA8}$.

- **Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :**

Selon RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone nodale :** $S_t \leq \min (10\phi_t, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- **En zone courante :** $S_t \leq 15\phi_t = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b \quad \text{si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

If = 0.7 l₀ l₀ : c'est la hauteur du poteau

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	Lf (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	Observations
40×40	L ₀ = 4.25 m	2.975	7.437	$\lambda_g \geq 5$
35×35	L ₀ = 3,06 m	2.142	6.12	$\lambda_g \geq 5$
30×30	L ₀ = 3,06 m	2.142	7.14	$\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b$

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
40×40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1,575	1,2	2,01	CV	CV
30×30	1,35	0,9	2,01	CV	CV

Tableau VI-4 : Quantité minimale d'armatures transversales

Conclusion : Les armatures transversales des poteaux (40×40), (35×35) et (30×30) seront composées de 2 cardes Ø8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **La longueur de scellement droit (Art A6.1.22 BAEL 91/modifié99) :**

$$L_s = \frac{\psi_s f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence

Ø : Diamètre maximale des armatures.

$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le HA16} \rightarrow L = 56.44 \text{ cm} \\ \text{Pour le HA14} \rightarrow L = 49.38 \text{ cm} \\ \text{Pour le HA12} \rightarrow L = 42.32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99/2003) :**

Pour $f_e = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow L = 40\text{Ø}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le HA16} \rightarrow L = 40\text{Ø} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \\ \text{Pour le HA14} \rightarrow L = 40\text{Ø} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \\ \text{Pour le HA12} \rightarrow L = 40\text{Ø} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI-2-5 Vérifications à l'ELU :

- a- **Vérification au cisaillement: (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}(RPA)$ [MPa]	observation
40×40	52.91	0.033	0,075	1,875	Condition vérifiée
35×35	36.58	0.030	0,075	1,875	Condition vérifiée
30×30	30.23	0.033	0,075	1,875	Condition vérifiée

Tableau VI-5 : Vérification au cisaillement

b- Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

Sections	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Observations
40×40	1.932	14,2	CV
35×35	1.479	10,68	CV
30×30	1.086	9,05	CV

Tableau VI-6 : Vérification de la condition de non fragilité

VI-1-6 Vérification à L'ELS :

a- État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b- Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Remarque : Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

c- On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

La section homogène est : $S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

- N_s : Effort de compression à l'ELS
- M_s : Moment fléchissant à l'ELS
- B_0 : Section homogénéisée ($B_0 = b \cdot h + 15 A_s$)

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \text{ et } K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

On a : $y_1 = y_2 + c$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b} (c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - c) \quad q = -2^3 - \frac{90A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - c)^2$$

Avec : c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée ($c = \frac{h}{2} - e$)

Tableau VI-6 : Vérification des contraintes

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s [m]	observa tion	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{ssup} [MPa]	σ_{sinf} [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérificatio n
Sous- sol,RDC , 1 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-710.3	7.504	0.012	SEC	3,95	3.06	15	58.3	46.9	400	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-87.91	0.639	0.007	SEC	0.47	0.4		6.99	6.02		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-665.73	19.149	0.0287	SEC	4.42	2.15		63.8	34.8		CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{cor}$	-504.33	3.506	0,007	SEC	3.58	2.94		52.9	45		CV
		$N^{min} - M^{cor}$	-40.27	0.241	0,006	SEC	0.28	0.24		4.18	3.64		CV
		$N^{corres} - M^{min}$	-202.15	14.284	0,071	SEC	2.61	0.01		35.8	3.48		CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	30 × 30	$N^{max} - M^{cor}$	-247.93	4.767	0,019	SEC	2.79	1.45		39.8	23.7		CV
		$N^{min} - M^{corre}$	-6.31	0.547	0,086	SPC	0.13	0		1.75	-0.2		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-40.41	18.244	0.45	SPC	3.49	0		39.4	-64.7		CV

d- Schéma de ferrailage des poteaux :

- **Poteaux (40×40) :**

Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,2\text{cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

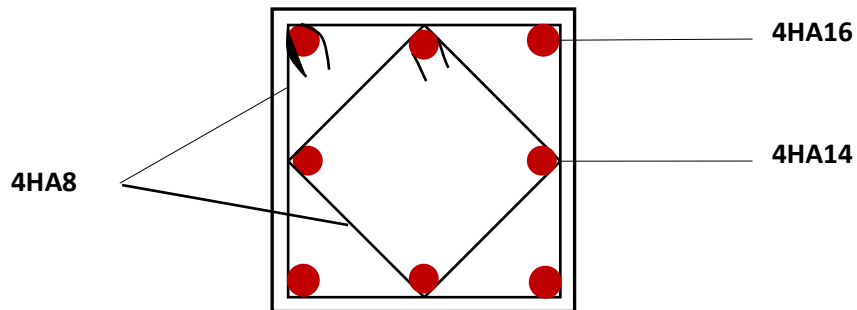


Figure VI-2 : Ferrailage Poteau 40x40

- **Poteaux (35×35) :**

Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68\text{cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

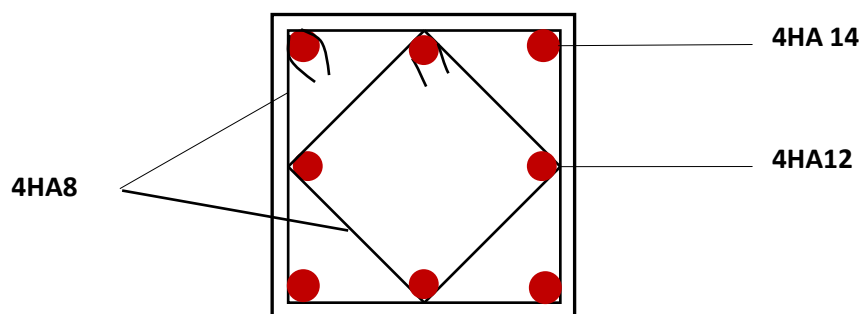


FIGURE VI-3 : Ferrailage Poteau 35x35

- **Poteaux (30×30) :**

Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4 HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

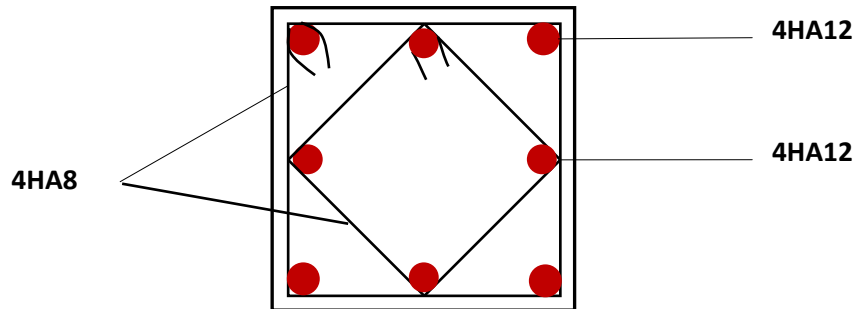


Figure VI-4 : Ferrailage Poteau 30x30

VI-3 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

VI-3-1 Recommandations et exigences du RPA :

a- Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (25 × 35)	4,375	35	52,5
Poutre secondaire (25 × 30)	3,75	30	45

Tableau VI-7 : Section des armatures longitudinales

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\emptyset$ en zone II
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**)

b- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$
- \emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-3-2 Etape de calcul des armatures longitudinales :

a- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA. On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

- **1er cas :**

$\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus (sans armatures comprimées ($A's = 0$)) :

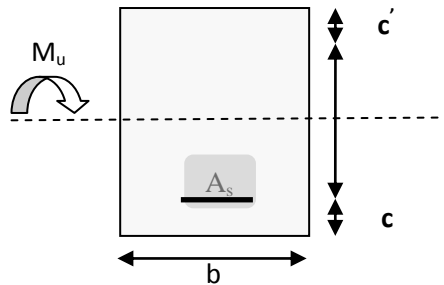


Figure VI-5 : Disposition des armatures SSA

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \quad A_{sc} = 0.$$

- **2ème cas :**

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

C à d la section comprendra les armatures comprimées ($A's \neq 0$) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives :

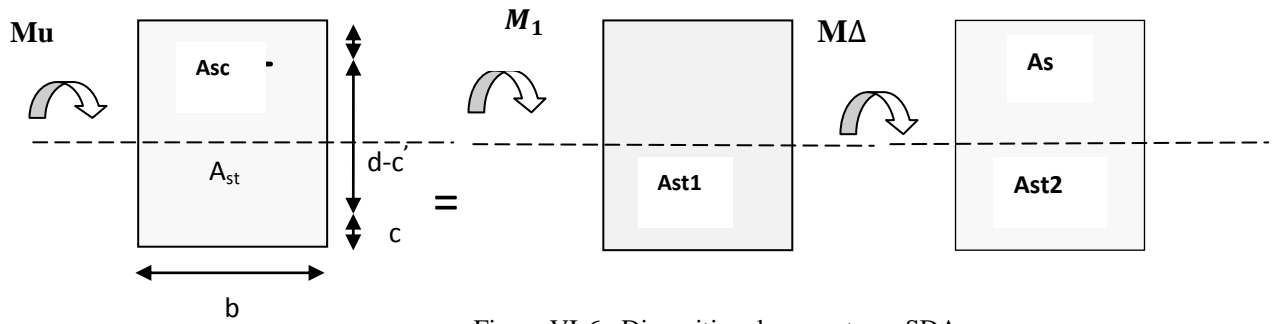


Figure VI-6 : Disposition des armatures SDA

Calcul de M_1 : $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_1$

Avec :

M_u : moment sollicitant.

M_1 : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

- **Armatures tendues** : $A_s = \frac{M_r}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$
- **Armatures comprimées** : $A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

b- Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivant : Ferrillage des poutres principales (25x35) :

Tableau VI-8 : calcul des armatures pour les poutres principales

Niveau	Localisation	M_u (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
7	Travée	40.24	0.110	SSA	0.942	3.8	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-58.288	0.134	SSA	0.928	5.64	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
6	Travée	29.239	0.068	SSA	0.965	2.72	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-49.984	0.114	SSA	0.939	4.78	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
5	Travée	30.446	0.070	SSA	0.964	2.84	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-50.005	0.114	SSA	0.939	4.78	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
4	Travée	28.902	0.066	SSA	0.966	2.69	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-47.424	0.108	SSA	0.943	4.52	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
3	Travée	27.94	0.064	SSA	0.967	2.60	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-46.61	0.106	SSA	0.944	4.43	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
2	Travée	28.047	0.064	SSA	0.967	2.60	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-45.161	0.104	SSA	0.945	4.29	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
1	Travée	26.64	0.062	SSA	0.968	2.47	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-41.854	0.096	SSA	0.949	3.96	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
RDC	Travée	27.313	0.062	SSA	0.968	2.47	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-42.488	0.098	SSA	0.948	4.025	3HA14+3HA12 (chap) =8.01
s-sol	Travée	27.475	0.062	SSA	0.968	2.47	3HA14+2HA12= 6.88
	Appuis	-39.858	0.092	SSA	0.952	3.78	3HA14+3HA12 (chap) =8.01

c- Exemple de calcul de la section d'armatures en travée pour les poutres principales à l'ELU :

calcul du moment réduit : $M_u = 40.24 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{40.24 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0.110$$

On compare les deux moments réduits « μ_l » et « μ » → $\mu = 0.110 \leq \mu_l = 0.392$

La section est simplement armée (SSA).



$\mu = 0.110 \Rightarrow \beta = 0.942$ (Tableau des sections rectangulaire en flexion simple)

- **Armatures principales :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40.24 \times 10^3}{0.942 \times 32 \times 348} = 3.8 \text{ cm}^2 \quad \text{et : } A_{sc} = 0$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

- **Ferrailage des poutres secondaires (25x30) :**

d- Exemple de calcul de la section d'armature à l'appui pour les poutres secondaires à l'ELU :

Calcul du moment réduit : $M_u = 55.63 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{55.63 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.214$$

On compare les deux moments réduits « μ_l » et « μ » → $\mu = 0.214 \leq \mu_l = 0.392$

La section est simplement armée (SSA).



$\mu = 0.214 \Rightarrow \beta = 0.878$ (Tableau des sections rectangulaire en flexion simple)

- **Armatures principales :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55.63 \times 10^3}{0.878 \times 27 \times 348} = 6.74 \text{ cm}^2 \quad \text{et : } A_{sc} = 0$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

Niveau	Localisation	M_u (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
7	Travée	29.32	0.114	SSA	0.939	3.32	3HA14 = 4.62
	Appuis	-55.63	0.214	SSA	0.878	6.74	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
6	Travée	39.429	0.152	SSA	0.917	4.56	3HA14 = 4.62
	Appuis	-56.649	0.218	SSA	0.876	6.88	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
5	Travée	35.728	0.138	SSA	0.925	4.11	3HA14 = 4.62
	Appuis	-58.578	0.226	SSA	0.870	7.16	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
4	Travée	33.929	0.132	SSA	0.929	3.88	3HA14 = 4.62
	Appuis	-56.583	0.218	SSA	0.876	6.87	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
3	Travée	33.191	0.128	SSA	0.931	3.79	3HA14 = 4.62
	Appuis	-52.411	0.202	SSA	0.886	6.29	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
2	Travée	27.894	0.108	SSA	0.937	3.16	3HA14 = 4.62
	Appuis	-45.033	0.174	SSA	0.904	5.30	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
1	Travée	22.491	0.086	SSA	0.955	2.51	3HA14 = 4.62
	Appuis	-30.645	0.118	SSA	0.937	3.48	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
RDC	Travée	28.13	0.108	SSA	0.943	3.17	3HA14 = 4.62
	Appuis	-28.087	0.108	SSA	0.943	3.16	3HA14+3HA12 (chap)=8.01
s-sol	Travée	27.568	0.106	SSA	0.944	3.10	3HA14 = 4.62
	Appuis	-23.59	0.092	SSA	0.952	2.63	3HA14+3HA12 (chap)=8.01

Tableau VI-9 : calcul des armatures pour les poutres secondaires

VI-3-3 Vérifications à l'ELU:

a- Vérification de condition de non fragilité (BAEL91 Art4.5) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutre principale (25x35) cm²** : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 35 \times 2.1}{400} = 1.056 < A_{\text{adoptée}}$
- **Poutre secondaire (25x30) cm²** : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 30 \times 2.1}{400} = 0.90 < A_{\text{adoptée}}$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b- Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art .5.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Poutre principale (25x35) cm²** : $T_U^{\max} = 71.81 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{71.81 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.89 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire (25x30) cm²** : $T_U^{\max} = 87.29 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{87.29 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.29 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c- Influence de l'effort tranchant :

d- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

- **Poutre principale (25x35) cm²** :

$$T_u = 71.81 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 320 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 480 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire (25x30) cm² :**

$$T_u = 87.29 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 270 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

$$\text{Si: } \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

- **Pour les poutres principales :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 71.81 - \frac{33.774}{0,9 \times 0,32} = -45.46 < 0$
- **Pour les poutres secondaires :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 87.29 - \frac{56.649}{0,9 \times 0,27} = -145.83 < 0$

Dans les deux sens les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e- Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99. Art A.6.1.3) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 14 \times 3,14 + 3 \times 12 \times 3,14 = 244,92 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71,81 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 1,02 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{se} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 14 \times 3,14 + 3 \times 12 \times 3,14 = 244,92 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{87,29 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 244,92} = 1,46 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$$

condition vérifiée

Les contraintes d'adhérence sont vérifiées, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

f- Calcul de la longueur de scellement droit des barres BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \times \tau_s}$ avec: $\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 23 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 17 \text{ cm}$

g- Calcul des armatures transversal :

- **Poutre principale :**

Selon Le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,2 ; 2,5)$ où \emptyset_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

- **Poutre secondaires :**

$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10} \right) = \min (0,85 ; 1,2 ; 2,5)$ où \emptyset_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

h- Calcul des espacements :

- **Poutre principale :**

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) = \min (8.75 ; 12) \Rightarrow S_t=10 \text{ cm.}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5\text{cm} \Rightarrow S_t=15 \text{ cm.}$

- **Poutre secondaire :**

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) = \min (7.5 ; 12) \Rightarrow S_t=10 \text{ cm.}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t=15 \text{ cm.}$

i- Armatures transversales minimales :

- **Poutre principales :**

La qualité d'armatures minimales est :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- **Poutre secondaires :**

La qualité d'armatures minimales est :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui

VI-3-4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations
- Etat limite de résistance du béton en compression
- Etat limites de déformation

a- Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b- Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

- Contrainte admissible du béton :

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Niv	Loca	M _s (KN.m)	A _{ado}	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
PP	Travée	28.428	6.88	0.75	0.875	25	168.37	6.7	348	15	CV
	Appuis	35.742	8.01	1.00	0.860	20.71	211.69	10.22	348	15	CV
PS	Travée	33.774	4.62	0.69	0.879	26.32	257,38	9.77	348	15	CV
	Appuis	46.836	8.01	1.18	0.855	19.48	253.29	12.00	348	15	CV

Tableau VI-10 : Vérification des contraintes dans le béton

Avec

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} \text{ puis on déduit les valeurs de } \beta_1 \text{ et } K_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

c- Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

Grace au logiciel **ETABS**, on a obtenu les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- **Poutres principales** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L=4.50m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,09 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,09 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaire** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L= 3.35m$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,014 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,014 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

VI-3-5 Ferrailage des poutres :

a- Poutres principales :

- **En travée** :
- Armatures longitudinales : 3HA14+2HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

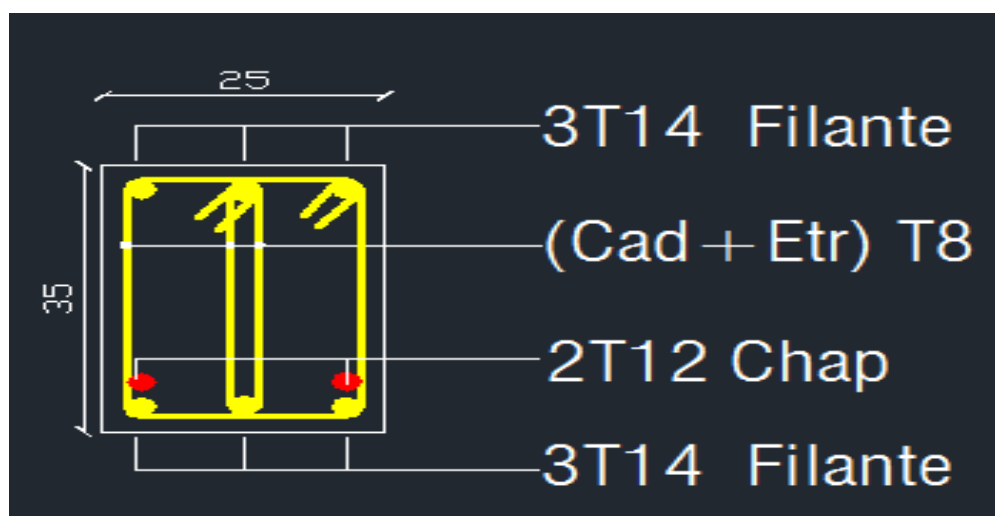


Figure VI-8 : Ferrailage en travée d'une poutre principale

- **Sur appuis :**
- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeau)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

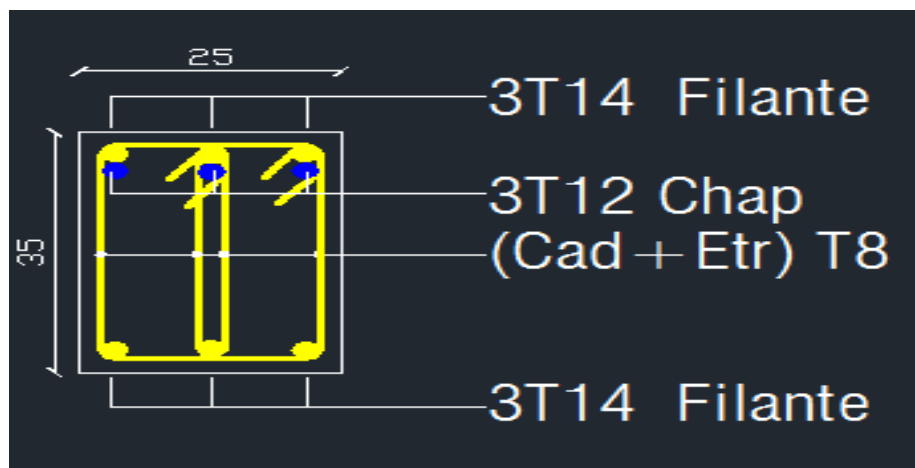


Figure VI-9 : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale

b- Poutres secondaires :

- **En travée :**
- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

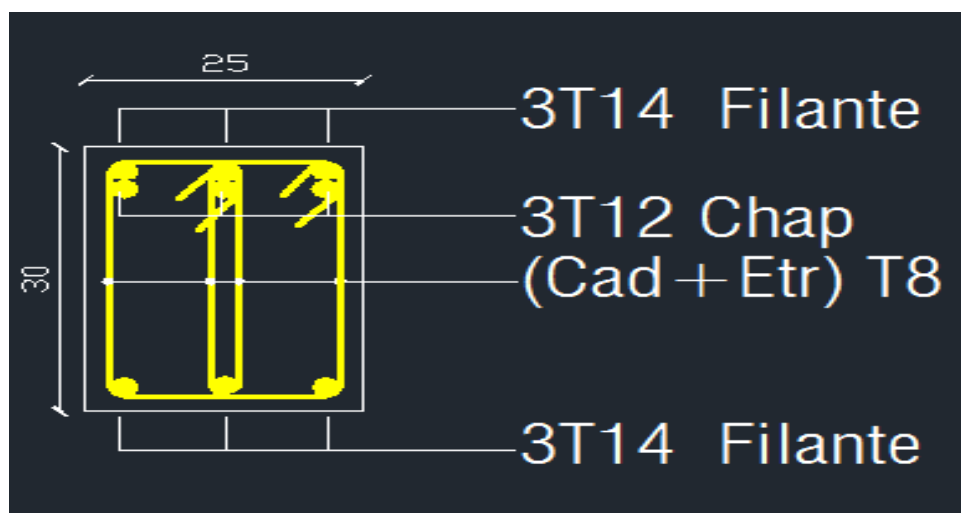


Figure VI-10 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire

- **Sur appuis :**
- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeau)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

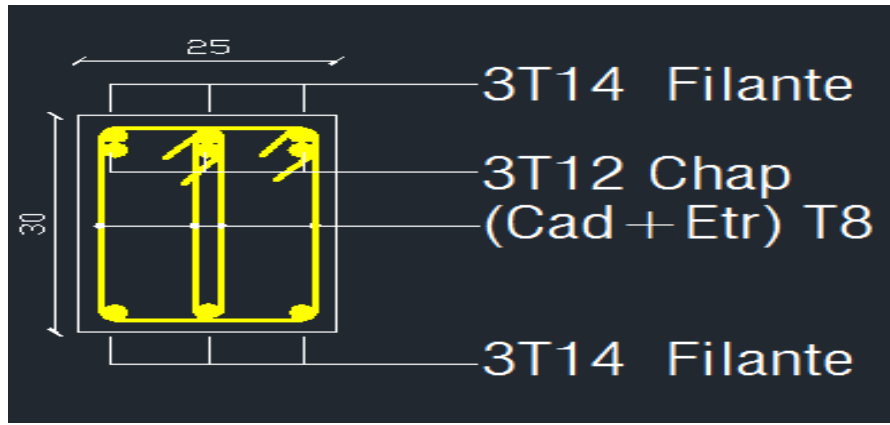


Figure VI-11: Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire

VI-4 Ferrailage des voiles :

VI-4-1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : sous-sol, RDC, 1^{er} étage
- **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage
- **Zone III** : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

Selon le BAEL 91 :

ELU (1.35G + 1.5Q)

ELS (G+Q)

Selon RPA99 modifié en 2003 :

G+Q ± E

0.8+Q ± E

VI-4-3 Méthode de calcul :

La méthode utilisée est la méthode de RDM, qui se fait pour une bonde de largeur (d).

Exposé de la méthode des bondes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et v' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante (Art.7.7.4.RPA2003)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \quad ; \quad L_t = L - L_c$$

Avec :

- h_e : hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : longueur de la zone comprimée.
- L_t : longueur tendue.

a- Efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI-11 : Tableau des efforts normaux

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

b- Section d'armatures

- Armatures verticales :
- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile $\Rightarrow B = d \times e$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_s}$$

c- Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

d- Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets). On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



FIGURE VI-12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Armatures horizontales:**

VI-4-3 Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/ RPA99 version 2003) :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile
- La section des armatures horizontales doit être : $A_H > 0,15\%B$
- Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures

VI-4-4 Exigence du BAEL (Art A.8.4/BAEL91 modifiée 99) :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : Section des armatures verticales.

a- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_V et $A_H > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile
- A_V et $A_H > 0,10\%B$en zone courante

Avec : B: section du béton.

- **Armatures transversales :**

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 modifié 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (4) épingles au mètre carré.

- **Armatures minimales:**
- **Section entièrement comprimée:**

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Section partiellement comprimée :**

Condition de non fragilités:

$$A_{\min} \geq \frac{0.23B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.2\%B$$

- **Section entièrement tendue :**

Condition de non fragilités:

$$A_{\min} \geq \frac{0.23B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.15\%B$$

- b- Diamètre minimum (Art .7.7.4.3/ RPA99 modifié 2003) :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

- c- Armatures 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 $> 4HA10$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- d- Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{S_t \leq 1,5a} \quad \text{Avec : } e = 15\text{cm : épaisseur du voile} \Rightarrow \mathbf{S_t \leq 30\text{cm}} \\ \mathbf{S_t \leq 30\text{cm}} \end{array} \right.$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

- e- Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Avec :

$$V = 1,4T$$

T: 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.

g- Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. $\varnothing_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$

VI-4-4 Les vérifications:

VI-4-4-1 Vérification à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- **N_s** : L'effort normal appliqué
- **B** : section du béton
- **A** : section d'armatures adoptées
- **$\overline{\sigma}_b$** : Contrainte admissible

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le BAEL (Art A.5.1.1 BAEL91/ modifié 99) on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$ (la fissuration est préjudiciable).

D'après le RPA (Art 7.7.2 RPA 99/2003), on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V_u$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

b- Exemple de calcul :

- **Ferraillage de voile longitudinal VL1 en Zone I :**

Avec ; $L = 1 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$; $B = L \times e = 0.2 \text{ m}^2$; $I = 0.016 \text{ m}^4$ $V = V' = 0.5 \text{ m}$

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 4652.46 \text{ KN/m}^2$ Section partiellement comprimée

- $\sigma_{\min} = -\frac{6129.46 \text{ KN}}{\text{m}^2}$

- **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4652.46}{4652.46 + 6129.46} \times 1 = 0.43 \text{ m} \Rightarrow L_c = \mathbf{0.43 \text{ m}}$$

- **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 1 - 0.43 = 0.57 \text{ m}$$

Le découpage de la bonde est en deux bondes de largeur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0.28 \text{ m} \Rightarrow d = 0.28 \text{ m}$$

Avec : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.25 - 0,35 = 3.9 \text{ m}$

Soit deux tronçons :

Avec : $d_1 = 0.28 \text{ m}$, $d_2 = 0.28 \text{ m}$

VI-4-4-2 Calcul des armatures :

a- Armatures verticale :

- **1^{ere} bande :**

$$d_1 = 0.28 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{6129.46(0.57 - 0.28)}{0.57} = 3064.730 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{6129.46 + 3118.50}{2} \times 0.28 \times 0.20 = 261.34 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{258.94}{400 \times 10^{-1}} = 6.53 \text{ cm}^2$$

2^{eme} bande : d₂ = 0.28 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{3118.5}{2} \times 0.29 \times 0.20 = 87.11 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{90.437}{400 \times 10^{-1}} = 2.18 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{29 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 29 \times 20\right)$$

$$A_{\min} = \max(3.02; 1.16) = 3.02 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{90.62 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (6.47) + \left(\frac{3.49}{4}\right) = 7.41 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (2.26) + \left(\frac{3.49}{4}\right) = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

- **Choix des armatures :**

$$A_1 = 7.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

$$A_2 = 3.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \times 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

b- Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 4.02 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 4\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml de hauteur}$; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot 0.9 \cdot L} = \frac{1,4 \times 90.62 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot 0.9 \cdot L} = \frac{90.62 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

VI-4-4-3 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{208.58 \times 10^3}{0,2 \times 10^6 + 15 \times 16.08 \times 10^2} = 0,95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Les résultats de ferrailage et des vérifications sont résumé dans les tableaux suivants :

a- Ferrailage des Voiles VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		4.25	3.06	3.06
	L (m)		1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.2	0.2	0.2
	He		4.250	3.060	3.060
	h		3.90	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		90.620	76.090	68.290
	N _{ser} (kN)		208.58	168.20	93.13
	Vu (kN)		126.868	106.526	95.606
	σ_{max} (kN/m ²)		4652.460	1689.110	1458.120
	σ_{min} (kN/m ²)		6129.460	2916.480	1560.730
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.43	0.37	0.48
	L _t		0.57	0.63	0.52
	d		0.29	0.24	0.32
	σ_1		3064.730	1790.407	780.365
	N ₁		261.34	115.08	60.52
	N ₂		87.11	69.60	20.17
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6.53	2.88	1.51
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.18	1.74	0.50
	A _{vj} (cm ²)		3.49	2.93	2.63
	A'v1/bande/nappe		7.41	3.61	2.17
	A'v2/bande/nappe		3.05	2.47	1.16
minimum	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3.02	2.57	3.38
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9.23	6.78	6.78
	A'v2 adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	6HA14	6HA12	6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6HA12	6HA12	6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7
		Bande 2	7	7	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.00	3.00	3.00
	AH adopté (cm ²)		3.14	3.14	3.14
	choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10
armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0.705	0.592	0.531
	2,26 Mpa	T _u	0.503	0.423	0.379
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.975	0.800	0.443

Tableau VI-12 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL1)

b- Ferrailage des Voiles VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		4.25	3.06	3.06
	L (m)		2.00	2.00	2.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.4	0.4	0.4
	He		4.250	3.060	3.060
	h		3.90	2.71	2.71
Solllicitation de calcul	T(kN)		351.090	272.710	183.070
	N _{ser} (kN)		385.04	299.22	167.24
	Vu (kN)		491.526	381.794	256.298
	σ_{max} (kN/m ²)		5544.600	1437.240	1193.000
	σ_{min} (kN/m ²)		7204.400	2671.760	1925.100
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.87	0.70	0.77
	L _t		1.13	1.30	1.23
	d		0.58	0.47	0.51
	σ_1		3602.200	1713.600	1129.767
	N ₁		610.68	204.52	155.84
	N ₂		203.56	142.93	81.87
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		15.27	5.11	3.90
	A _{v2} /bande (cm ²)		5.09	3.57	2.05
	A _{vi} (cm ²)		13.52	10.50	7.05
	A'v1/bande/nappe		18.65	7.74	5.66
	A'v2/bande/nappe		8.47	6.20	3.81
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		6.09	4.90	5.36
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		21.99	10.77	7.92
	A'v2 adopté (cm ²)		9.23	9.23	6.78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	7HA20	7HA14	7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6HA14	6HA14	6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6.00	6.00	6.00
	AH adopté (cm ²)		16.92	16.92	16.92
	choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.365	1.061	0.712
	2,26 Mpa	τ_u	0.975	0.758	0.509
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.889	0.719	0.406

Tableau VI-13 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL2)

c- Ferrailage des Voiles VT1 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.25	3.06	3.06
	L (m)	4.50	4.50	4.50
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.9	0.9	0.9
	He	4.250	3.060	3.060
	h	3.90	2.71	2.71
	Solicitation de calcul	T(kN)	510.450	462.680
N _{ser} (kN)		2022.70	1513.88	843.34
Vu (kN)		714.630	647.752	440.202
σ_{max} (kN/m ²)		3471.700	1554.750	2629.500
σ_{min} (kN/m ²)		5539.990	4338.220	3539.290
σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
L _c		1.73	1.19	1.92
L _t		2.77	3.31	2.58
d		1.16	0.79	1.28
d2 = L _t -d		1.61	2.52	1.30
σ_1		3225.523	3301.720	1786.290
N ₁		1013.06	604.70	681.02
N ₂		519.53	832.45	232.76

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		25.33	15.12	17.03
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		12.99	20.81	5.82
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		19.65	17.81	12.11
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		30.24	19.57	20.05
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		17.90	25.26	8.85
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		12.14	8.31	13.43
Ferrillage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm ²)		36.19	27.7	27.7
	$A'v2$ adopté (cm ²)		24.63	32.16	18.09
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2× 9HA16	2× 9HA14	2× 9HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2× 8HA14	2× 8HA16	2× 8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13
Bande 2		23	23	23	
Armatures horizontales	$A_H/\text{nappe (cm}^2\text{)}$		13.50	13.50	13.50
	A_H adopté (cm ²)		13.57	13.57	13.57
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.882	0.800	0.543
	2,26 Mpa	τ_u	0.630	0.571	0.388
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2.120	1.597	0.896

Tableau VI-14 : Ferrillage des voiles transversaux (VT1)

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

VII-1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII-2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer

- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif

VII-3 Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

➤ **Les fondations superficielles :**

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

➤ **Les fondations profondes :**

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances
- Erreurs lors de l'exécution
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion : Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet. Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

VII-4 Dimensionnement :

VII-4-1 Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \times B \geq N_{ser} / \sigma_{sol}$$

- **Homothétie des dimensions :** $b = A/B = K \Rightarrow 40/40 = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où $B \geq \sqrt{N_{ser} / \sigma_{sol}}$

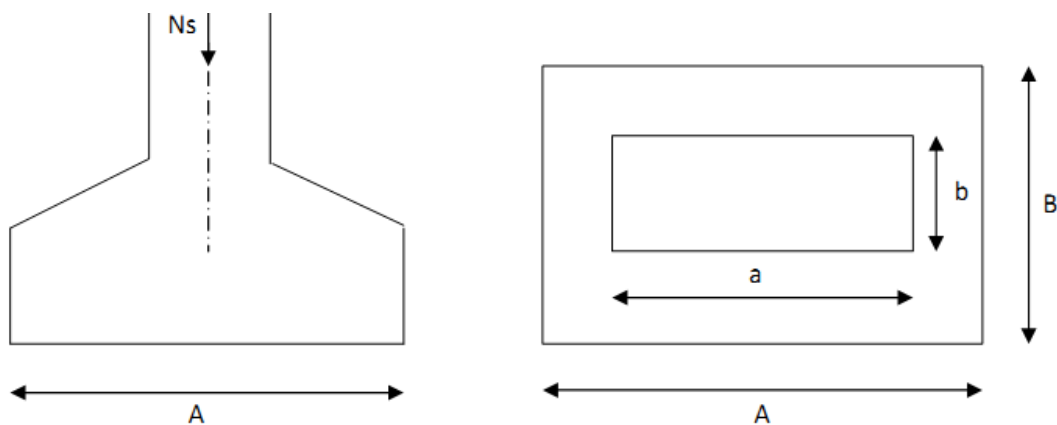


Figure VII-1 : Dimensionnement d'une fondation

- **Exemple de calcul**

$$N_{ser} = 1857.93$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1857.93}{0.2}} = 3.04 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3.04 \text{ m}$$

Conclusion : L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII-4-2 Semelles filantes sous poteaux :

a- Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b- Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ \implies Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ \implies Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle** $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
C17	266.41	4.239	-6.25	- 1665.06
C18	271.16	2.122	-1.75	- 474.53
C19	610.09	4.162	1.75	1067.65
C20	710.29	7.527	6.25	4439.31
Somme	1857.95	18.05	/	3367.37

Tableau VII-1 : Résultante des charges sous poteaux

- **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 1857.95 \text{ kN}$

- **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = \frac{3367.37 + 18.05}{1857.95} = 1.8 \text{ m}$$

$$e = 1.8 \leq \frac{12.5}{6} = 2.08 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{1857.95}{12.5} \left(1 + \frac{6 \times 2.08}{12.5} \right) = 297.03 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{1857.95}{12.5} \left(1 - \frac{6 \times 2.08}{12.5} \right) = 0.237 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{1857.95}{12.5} \left(1 + \frac{3 \times 2.08}{12.5} \right) = 222.83 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = B \geq \frac{222.83}{200} = 1.11 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.50 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1.50 \times 19.20 = 28.8 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

$$S_t = 28.8 \times 4 + 233.28 = 348.48 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_p}{S_v} = \frac{115.2}{233.28} = 0.5 \quad \Longrightarrow \quad 50\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 50% de la surface du bâtiment.

Conclusion : Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie de **50%** de la surface totale du bâtiment, en ajoutant la surface du radier sous la cage d'ascenseur on obtient une surface largement supérieure à 50%, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-5 Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

VII-5-1 Caractéristiques du radier :

- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VII-5-1-1 Pré-dimensionnement du radier :

a- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

b- Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5} \quad \text{Avec : } l_{max} = 450\text{cm}$$

$$\frac{450}{8} = 56.25 \leq h_r \leq \frac{450}{5} = 90 \quad \longrightarrow h_r = 80\text{cm.}$$

h_r : Hauteur du radier

l_{max} : Distance entre deux voiles successifs

- Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5\text{cm} ; \text{ On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = 450/10 = 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h_n = 45\text{cm.}$$

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{\max} = 3.15$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,90 \text{ m}$$

On prend: **$h = 90$ cm**

- **Largeur de la nervure :**

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$ On prend : $b_n = 40$ cm

Conclusion : On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 90 \text{ cm} \Leftrightarrow$ Hauteur de la nervure
- $h_d = 30 \text{ cm} \Leftrightarrow$ Hauteur dalle
- $b_n = 40 \text{ cm} \Leftrightarrow$ Largeur de la nervure

VII-5-1-2 Détermination des efforts :

$$G = 16429.04 \text{ KN}$$

$$Q = 4770.45 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 29\,334.88 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 21\,199.49 \text{ KN}$$

a- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29334.88}{1,33 \times 200} = 110.28 \text{ m}^2$$

$$\text{E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{21199.49}{200} = 106 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 233.28 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 110.28 \text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 45 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 233.28 + 0,45 \times 2(19.2 + 12.15) = 261.49 \text{ m}^2$$

b- Détermination des efforts à la base du radier :

- Charges permanentes :
- Poids du radier :

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{Poids de T.V.O} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = 261.49 \times 0,3 \times 25 = 1961.212 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 1961.212 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b_n \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$

$$P_n = [(0,4 \times (0,90 - 0,30)) \times ((19,20 \times 7) + (12,15 \times 4))] \times 25 = 1098 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O:**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d)] \times P_{TVO}$$

$$\text{Avec: } S_{nerv} = b_n \times L \times n = (0.4 \times 19.2 \times 7) + (12.15 \times 4 \times 0.4) = 73.2 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(261.49 - 73.2) \times (0.9 - 0, 3)] \times 17 = 1920.558 \text{ KN.}$$

$$P_{T.V.O} = 1920.558 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 261.49 \times 0, 1 \times 25 = 653.73 \text{ KN. (} e_p = 10\text{cm).}$$

- **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 1961. 212 + 1098 + 1920.558 + 653.73 = 5633.5 \text{ KN.}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 22062.54 \text{ KN}$$

La surcharge d'exploitation du sous-sol $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1.5 \times 261.49 + 4770.45 = 5162.68 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'action :**

- **A P'ELU :** $N_u = 1.35G + 1.5 Q = 37528.449 \text{ KN}$

- **A P'ELS :** $N_s = G + Q = 27225.22$

VII-5-1-3 Vérifications :

a- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{37528,449 \times 1}{261,49} \times \frac{4,50}{2} = 322,91KN$$

$$\tau_u = \frac{322,91 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,2MPa$$

$\tau_u = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

b- Vérification de la stabilité du radier :

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,75m$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 7166,36m^4 \quad ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 2869,78m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) 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 :

- **A l'ELU :** $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$
- **A l'ELS :** $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$
- Tel que V : distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

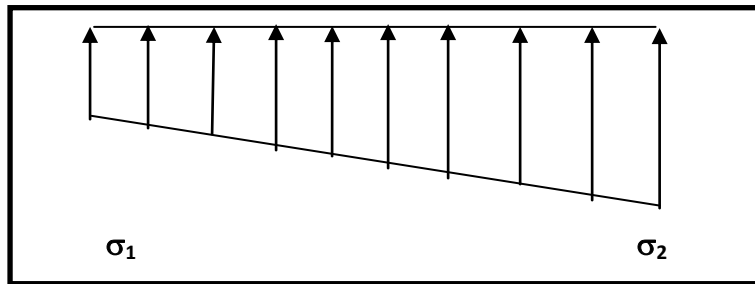


FIGURE VII-2 : Diagramme des contraintes sous le radier

- **Sens longitudinal :**

$$MX = 29993.45 \text{ kN.m}$$

- **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{37528.449}{261.49} + \frac{29993.45}{2869.78} \times 11 = 262.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{37528.449}{261.49} - \frac{29993.45}{2869.78} \times 11 = 24.37 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 262.66 + 24.37}{4} = 203.08 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

• **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{27225.22}{261.49} + \frac{29993.45}{28697.78} \times 11 = 116.03 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{27225.22}{261.49} - \frac{29993.45}{28697.78} \times 11 = 92.20 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 116.03 + 92.20}{4} = 110.07 \text{ KN / m}^2 \quad \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

• **Sens transversal :**

$$M_y = 27802.001 \text{ kN.m}$$

• **A P'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{37528.449}{261.49} + \frac{27802.001}{7166.36} \times 8.75 = 177.46 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{37528.449}{261.49} - \frac{27802.001}{7166.36} \times 8.75 = 109.57 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 177.46 + 109.57}{4} = 160.48 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **A P'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{27225.22}{261.49} + \frac{27802.001}{7166.36} \times 8.75 = 137.97 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{27225.22}{261.49} - \frac{27802.001}{7166.36} \times 8.75 = 70.17 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 137.97 + 70.17}{4} = 121.02 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé 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 à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

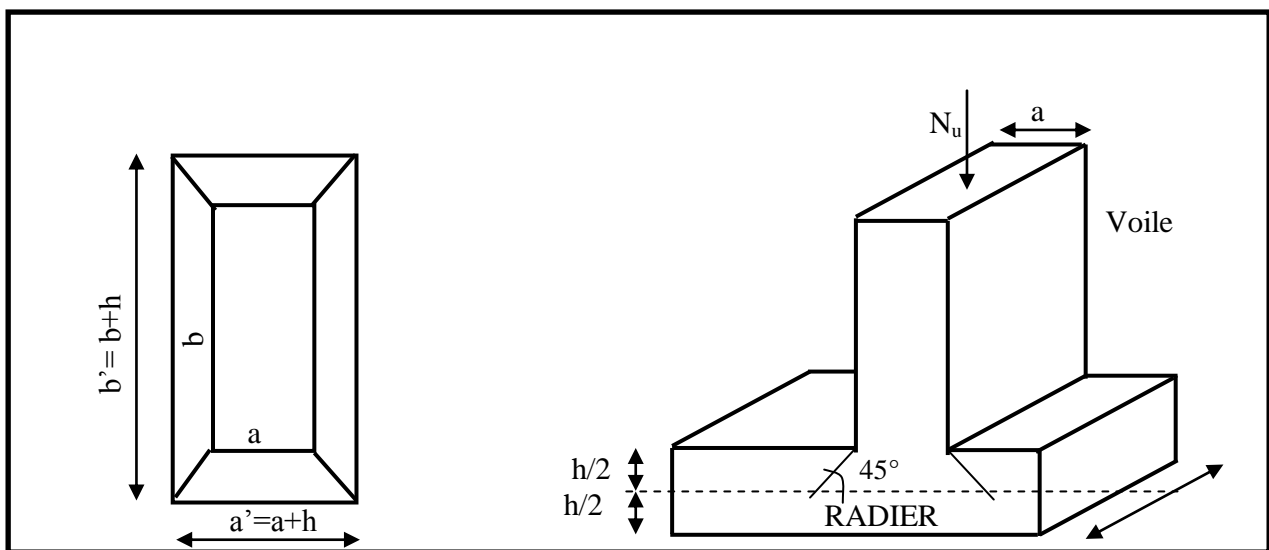


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,40+0,40+2 \times 0,9) \times 2 = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 919,61 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5,2 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2880 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1m du voile :

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,2+1,5+2 \times 0,9) \times 2 = 6,6 \text{ m}$$

$$N_u = 1170,74 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6,6 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4950 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII-6 Ferrailage du radier :

VII-6-1 Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91, modifié 99)**, on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis.

a- Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas:**

Si $\alpha < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (La flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

- **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 < \alpha \leq 1$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée **Lx** : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée **Ly** : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,35 \text{ m} ; L_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{4,50} = 0,74 \quad 0,4 < \rho \leq 1$$

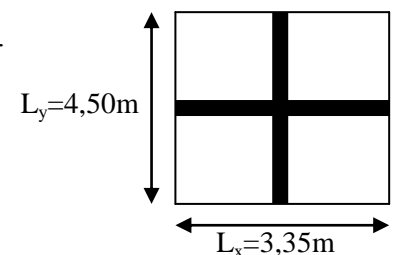


Figure VII-4: panneau le plus sollicité

La dalle travaille dans les deux sens.

- **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**
- **ELU :** $\sigma_m^{\max} = 203.08 \text{ KN/ m}^2$
- **ELS :** $\sigma_m^{\max} = 121.02 \text{ KN/ m}^2$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

- **ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (203.08 - \frac{5633.5}{261.49}) \times 1\text{m} = 236,25 \text{ kN/ml}$$

- **ELS:**

$$q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (121.02 - \frac{5633.5}{261.49}) \times 1\text{m} = 180 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0,74 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc :} \quad \begin{cases} M_x = 0,0634 \times 236,25 \times 3,35^2 = 168,09 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,494 \times 168,09 = 83,04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 M_{0x} ; 0,75 M_{0y} : Pour les moments en travées,

0,5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,3 : Pour les moments sur appuis de rive.

b- Ferrailage dans le sens x-x :

- **Moments en appuis à L'ELU :**

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{0x} = (-0,5) \cdot 168.09 = \mathbf{84.04 \text{ kN.m}}$$

- **Moments en travée à L'ELU :**

$$M_{ut} = 0,85 \cdot 168,09 = \mathbf{142.87 \text{ kN.m}}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{84.04 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,091 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,092 \quad \beta_u = 0,952$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{84.04 \times 10^2}{0,952 \times 25.5 \times 34.8} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **6HA14/ml = 9.23 cm²/ml**

Avec : **St = 20 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{142.87 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,154 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,154 \quad \beta_u = 0,916$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{142.87 \times 10^2}{0,916 \times 25.5 \times 34.8} = 15.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 15.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **8HA16/ml = 16.09 cm²/ml**

Avec : **St = 15 cm**

c- Ferrailage dans le sens y-y :

- **Moments en appuis à L'ELU :**

$$M_{a-y} = 83.04 \times 0,5 = 41.52 \text{ kN.m.}$$

- **Moments en travée à L'ELU :**

$$M_{t-y} = 83.04 \times 0,75 = 62.28 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.52 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,044 \quad \beta_u = 0,978$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{41.52 \times 10^2}{0,978 \times 25.5 \times 34.8} = 4.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 4.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **6HA12/ml = 6.78cm²/ml**

Avec : **St = 20cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.28 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,068 \quad \beta_u = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{62.28 \times 10^2}{0,965 \times 25.5 \times 34.8} = 6.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 6.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **6HA12ml = 6.78cm²/ml**

Avec : **St = 20cm**

	Sens XX	Sens YY
Armatures aux appuis	6HA14/ml=9.23cm²/ml	6HA12/ml=6.78cm²/ml
Armatures en travée	8HA16/ml=16.09cm²/ml	6HA12/ml=6.78cm²/ml

Tableau VII-2 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

Remarque : Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

d- Vérification à l'E.L.U :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**
- **Dans le sens xx :**

Avec :
$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25.5 \times 2,1}{400} = 3.07 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	9.23	3.07	Condition Vérifiée
		16.09		Condition Vérifiée
y-y	ELU	6.78	3.07	Condition Vérifiée
		6.78		Condition Vérifiée

Tableau VII-3 : vérification de la section minimale

e- 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 :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

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

- **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

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

f- Calcul et vérification à l'E.L.S :

- **Evaluation des moments Mx et My :**

$$\begin{matrix} v = 0.2 \\ \rho = 4.00/4.10 = 0.97 \end{matrix} \quad \left\{ \begin{matrix} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{matrix} \right.$$

On aura donc :
$$\left\{ \begin{matrix} M_x = 0,0696 \times 180 \times 3,35^2 = 140.6 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,632 \times 140.6 = 88.85 \text{ kN.m} \end{matrix} \right.$$

- **Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 140.6 \times (-0,5) = -70.3 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 140.6 \times 0,85 = 119.51 \text{ kN.m.}$

- **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 88.5 \times (-0,5) = -44.25 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 88.5 \times 0,75 = 66.37 \text{ kN.m}$

i- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$A_s = 16.09 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 16.09}{100 \times 25.5} = 0,63 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,883 \\ \alpha_1 = 0,351 \longrightarrow K = 0,03 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{70.3 \times 10^{-3}}{0,883 \times 0,255 \times 16.09 \times 10^{-4}} = 194 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 6.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 194 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-6-2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

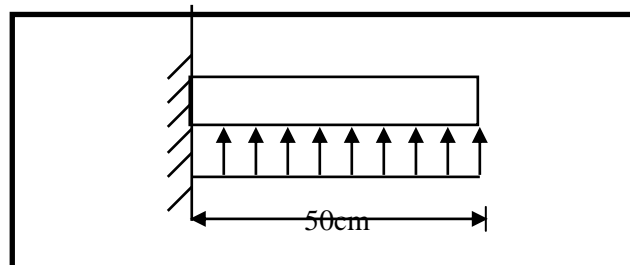


Figure VII-5 : Schéma statique du débord

a- Sollicitations de calcul :

• **A l'ELU :**

$$q_u = 236.25 \text{ KN/ml} \quad M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{236.25 \times 0,50^2}{2} = -29.53 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS :**

$$q_s = 180 \text{ KN/ml} \quad M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{180 \times 0,50^2}{2} = -22.5 \text{ KN.m}$$

b- Calcul des armatures :

• **Armatures principales :**

$$B=1\text{m}; d=25.5 \text{ cm}; f_{bc}= 14,2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.53 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,032 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow \beta_u = 0,984 \quad A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{29.53 \times 10^3}{0,984 \times 25.5 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c- Vérification à l'ELU:

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25.5 \times 2,1}{400} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **20 cm/ml**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

d- Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 25,5} = 0,178$$

$$\rho_1 = 0,178 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,943 ; K_1 = 72,72$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,013 \quad \sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{22,5 \times 10^{-3}}{0,943 \times 0,255 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 207 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,013 \times 207 = 2,691 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 207 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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.

VII-6-3 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. La nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol. Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaires et trapézoïdales. Pour cela le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens. $b_n = 40 \text{ cm}$; $h_n = 90 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

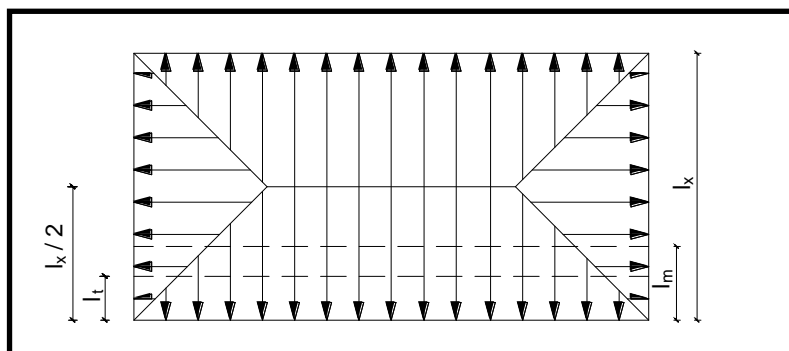


Figure VII-6 : présentation des chargements

a. Charge revenant à la nervure :

- **Charges trapézoïdales :**

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{4} \right)$

- **Charges triangulaires :**

Moment fléchissant : $I_m = 0.333 I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25 I_x$

b. Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant :**

$$q_{um} = q_u \times I_m$$

$$q_{sm} = q_s \times I_m$$

- **Pour les efforts tranchants :**

$$q_{ut} = q_u \times I_t$$

$$q_{st} = q_s \times I_t$$

c. Détermination des charges :

- **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(203.08 - \frac{5633}{261.49} - \frac{1098}{73.2} \right) = 227 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(121.02 - \frac{5633}{261.49} - \frac{1098}{73.2} \right) = 171.51 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal :

travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
1-2	1	3.35	4.50	0.74	trapézoïdale	1.12	0.85	227	171.51	254.24	508.48	145.78	291.56	192.95	385.9	192.09	384.18
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1.12	0.85	227	171.51	254.24		145.78		192.95		192.09	
2-3	1	3.35	4.50	0.74	trapézoïdale	1.12	0.85	227	171.51	254.24	508.48	145.78	291.56	192.95	385.9	192.09	384.18
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1.12	0.85	227	171.51	254.24		145.78		192.95		192.09	
3-4	1	3.35	4.50	0.74	trapézoïdale	1.12	0.85	227	171.51	254.24	508.48	145.78	291.56	192.95	385.9	192.09	384.18
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdales	1.12	0.85	227	171.51	254.24		145.78		192.95		192.09	

Tableau VII-4 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

• Sens longitudinal :

Tableau VII-5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	3.20	4.50	0.71	Trapézoïdale	1.06	0.80	227	171.51	240.62	481.24	181.80	363.6	181.6	363.2	137.2	274.4
	2	3.20	3.15	1.00	Trapézoïdale	1.06	0.80	227	171.51	240.62		181.80		181.6		137.2	
B-C	1	3.35	4.50	0.74	trapézoïdale	1.12	0.84	227	171.51	254.24	508.48	192.09	384.18	190.68	381.36	144.06	288.12
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1.12	0.84	227	171.51	254.24		192.09		190.68		144.06	
C-D	1	2.90	4.50	0.64	trapézoïdale	0.96	0.73	227	171.51	217.92	435.84	164.64	329.28	165.71	331.42	125.20	250.4
	2	2.90	3.15	0.92	trapézoïdale	0.96	0.73	227	171.51	217.92		164.64		165.71		125.20	
D-E	1	3.35	4.50	0.74	trapézoïdale	1.12	0.84	227	171.51	254.24	435.84	192.09	384.18	190.68	381.36	144.06	288.12
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1.12	0.84	227	171.51	254.24		192.09		190.68		144.06	
E-F	1	3.20	4.50	0.71	Trapézoïdale	1.06	0.80	227	171.51	240.62	481.24	181.80	363.6	181.6	363.2	137.2	274.4
	2	3.20	3.15	1.00	Trapézoïdale	1.06	0.80	227	171.51	240.62		181.80		181.6		137.2	
F-G	1	3.20	4.50	0.71	Trapézoïdale	1.06	0.80	227	171.51	240.62	481.24	181.80	363.6	181.6	363.2	137.2	274.4
	2	3.20	3.15	1.00	Trapézoïdale	1.06	0.80	227	171.51	240.62		181.80		181.6		137.2	

d- Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- Sens longitudinal :**

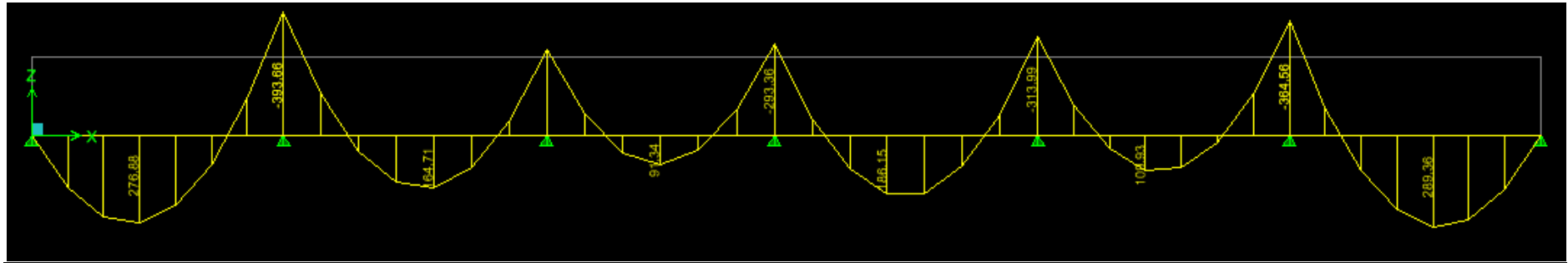


Figure VII-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

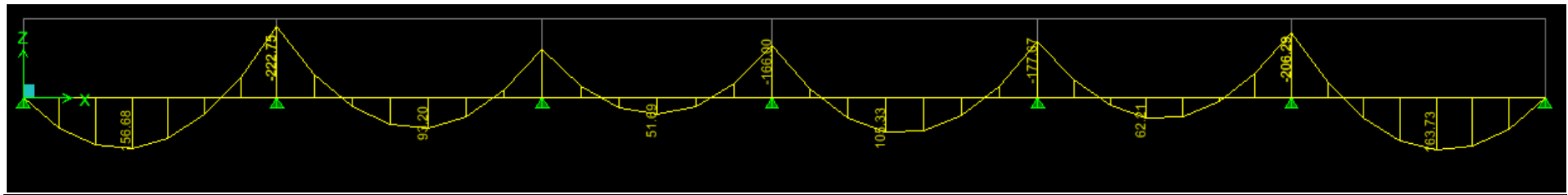


Figure VII-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

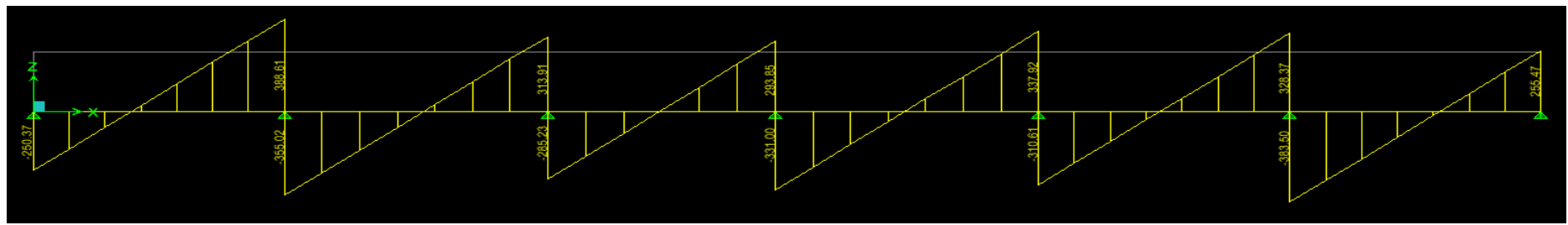


Figure VII-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

- Sens transversal :

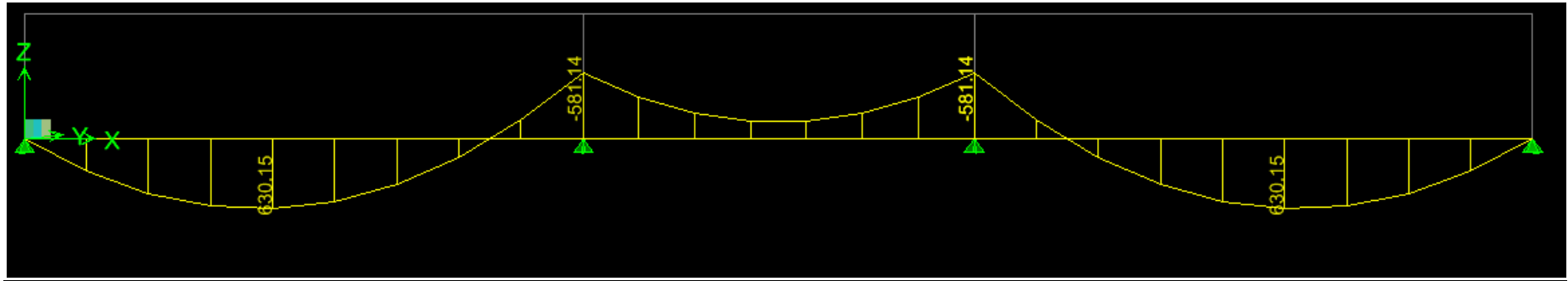


Figure VII-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

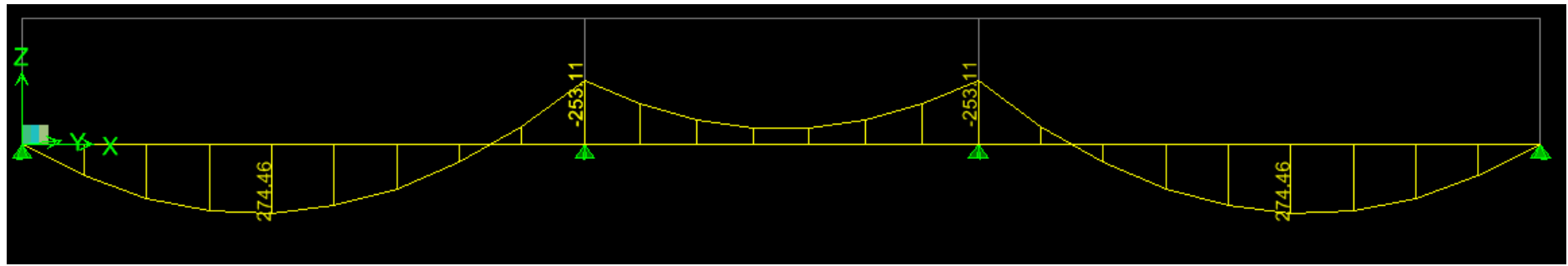


Figure VII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

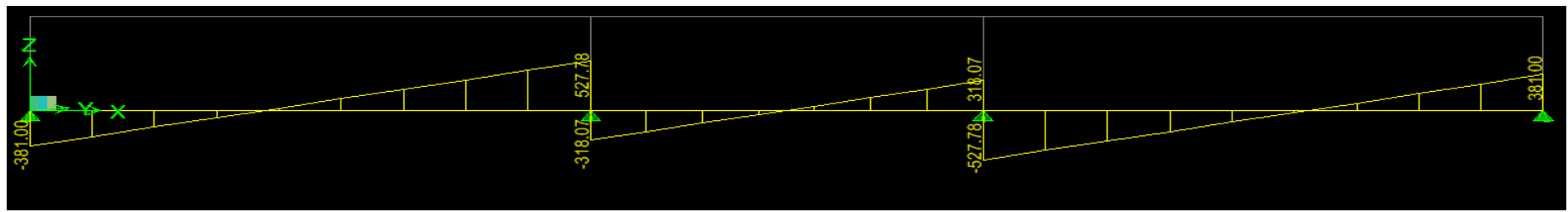


Figure VII-12 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

- **Tableau récapitulatif des efforts dans les nervures dans les deux sens :**

	Sens longitudinal		Sens transversale	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Mamax (KN.M)	393.66	222.75	581.14	253.11
Mtmax(KN.M)	289.36	163.73	630.15	274.46
Tmax (KN)	383.50		527.78	

Tableau VII-6 : Les efforts internes dans la nervure

e- Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinale :**

b= 40cm ; **d**= 82.5 cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableaux suivant :

Sens	Zone	Mu (KN.M)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	Adoptée (cm ²)
X-X	Appuis	393.66	0.10	0.947	SSA	14.48	4HA16(filante) +4HA16(chapeaux) =16.08
	Travée	289.36	0.08	0.996	SSA	10.52	4HA16 (filante) +4HA14 (chapeaux) = 14.19
Y-Y	Appuis	581.14	0,15	0.992	SSA	21.57	4HA20(filante) +4HA20(chapeaux) = 25.12
	Travée	630.15	0.06	0.966	SSA	23.42	4HA20 (filante) +4HA20 (chapeaux) = 25.12

Tableau VII-7 : le ferrailage adopté pour la nervure

f- Vérification à l'ELU:

- Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 82,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,98 \text{ cm}^2$$

- Sens longitudinale :
- En travée :

$A_{st} = 19,34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,98 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- Aux appuis :

$A_{sa} = 23,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,98 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- Sens transversal :
- En travée :

$A_{st} = 7,87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,98 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- Aux appuis :

$A_{sa} = 14,89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,98 \text{ cm}^2$ 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 : $T_u^{\max} = 383,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{383,5 \cdot 10^3}{400 \times 825} = 1,16 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal: $T_u^{\max} = 527,78 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{527,78 \cdot 10^3}{400 \times 825} = 1,6 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$

Avec : ϕ_1 : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **2 cadres de $\phi 8$ avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

- **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{1 \max} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{22.5; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Vérification à l'ELS :**
- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u (Kn.m)	M_s (kn.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	Appui	393.66	222.75	1.76	0.10	0.132	0.63	CV
	Travée	289.36	163.73	1.76	0.08	0.1044	0.63	CV
YY	Appui	581.14	253.11	2.29	0.15	0.2041	0.89	CV
	Travée	630.15	274.46	2.29	0.06	0.0075	0.89	CV

Tableau VII-8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

- **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armature de peau

Nécessaire est donc : $A_p = \frac{3\text{ cm}^2}{1\text{m} \cdot 0.9} = 3.33\text{ cm}^2$ par paroi

Soit donc 2HA16 avec $A_s = 4.02\text{cm}^2$

Chapitre VIII: Etude du mur plaque

VIII-1 Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise. Dans notre cas le mur sera placé sur toute la longueur du bâtiment, un joint de 2cm occupé par une feuille de polyane est prévu entre le mur et le verso des poteaux.

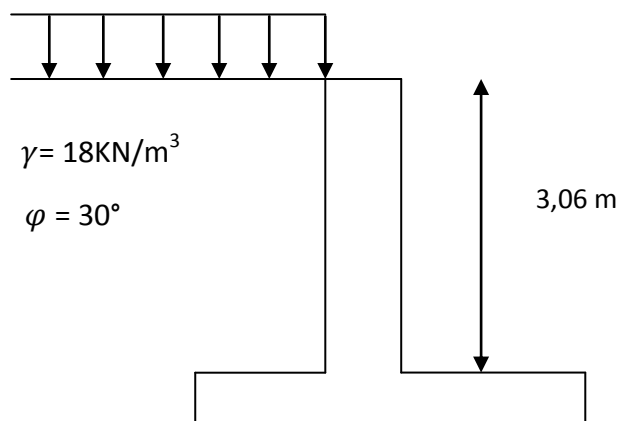


Figure VIII-1 : Schéma statique du mur plaque

VIII-2 Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$

VIII-3 Contraintes de sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 \implies K_0 = 0,50 \text{ Avec : } K_0 : \text{coefficient de poussée des terres}$$

φ : Angle de frottement interne

- **Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):**
- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). **Amin = 0,10%.b h = 2 cm².**

VIII-3-1 Calcul des sollicitations :

a- ELU :

$$K_0=0,5$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 44,68 \text{ KN/m}^2$$

b- ELS:

$$\sigma'_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma'_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma'_{H2} = 0,5 \times (10 + 18 \times 3,06) = 32,54 \text{ KN/m}^2$$

VIII-3-2 Diagramme des contraintes :

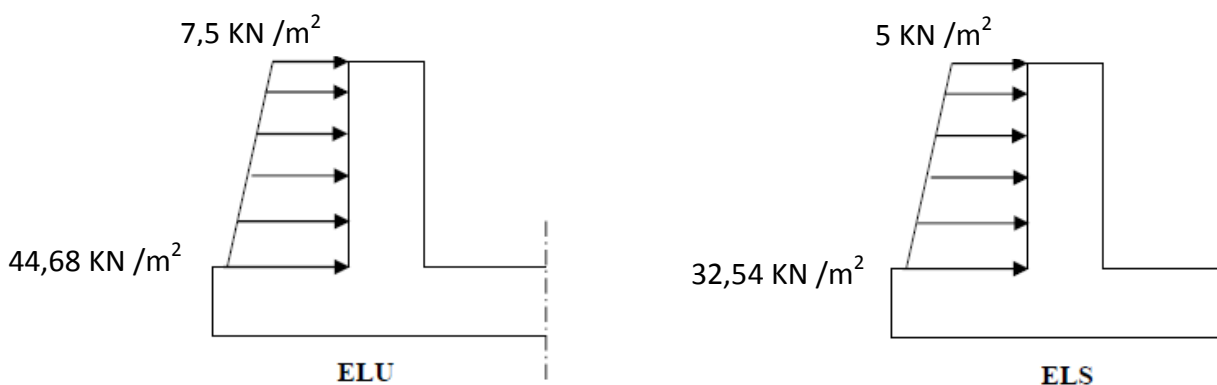


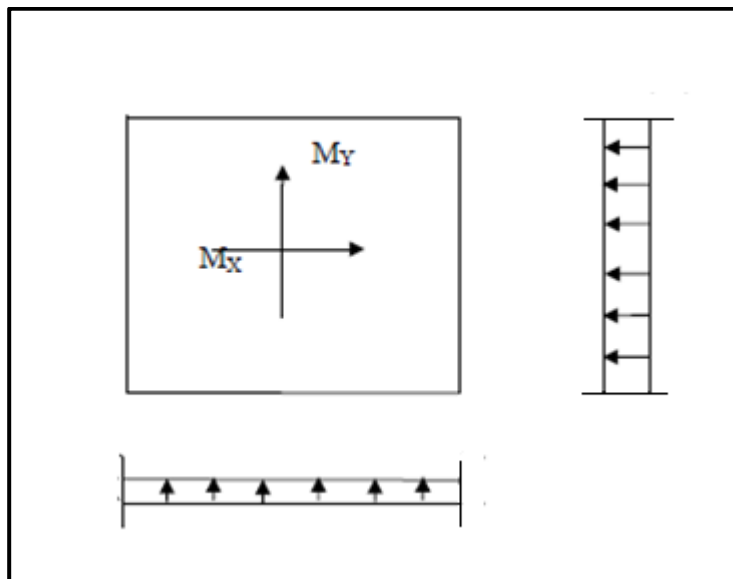
Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes

a- Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

- $ELU_{q_u} = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 7.5 + 44.68)}{4} \times 1m = 16.79 \text{ KN/m}$
- $ELS_{q_s} = \frac{(3 \sigma'_1 + \sigma'_2)}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 5 + 32.54)}{4} \times 1m = 11.88 \text{ KN/m}$

VIII-4 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.



VIII-4-1 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux posés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de travée, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

a- Moment en travée :

0.85 → (sens XX)

0.75 (sens YY)

b- Moment d'encastrement sur les grands cotés:

0.3 → appui de rive

0.5 → autre appui

VIII-4-2 Identification des panneaux :

$$L_x = 3,06\text{m}$$

$$L_y = 3.35 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{3.35} = 0,91 > 0,4 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

a- ELU :

$$\rho = 0.91 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0448$$

$$\mu_y = 0.798$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0448 \times 16.79 \times 3.06^2 = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.798 \times 7.04 = 5.62 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens xx :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 7.04 = 3.52 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 7.04 = 5.98 \text{ kn.m}$

- **Sens yy :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 5.62 = 2.81 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 5.62 = 4.21 \text{ kn.m}$

b- ELS:

$$\rho = 0.91 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0519$$

$$\mu_y = 0.861$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0519 \times 11.88 \times 3,06^2 = 5.77 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,861 \times 5.77 = 4.97 \text{ kn.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Sens xx :**

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 5.77 = 2.88 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 5.77 = 4.90 \text{ kn.m}$

- Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 4.97 = 2.48 \text{ kn.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 4.97 = 3.73 \text{ kn.m}$

VIII-5 Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml :

sens	zone	M_μ [n.m]	μ	μ_1	section	β	A [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	e
xx	appui	3.52	0.008	0.392	SSA	0.996	0.56	2.10	2HA12=2.26	25
	travée	5.98	0.012	0.392	SSA	0.994	0.96	2.10	2HA12=2.26	25
yy	appui	2.81	0.006	0.392	SSA	0.997	0.45	2.10	2HA12=2.26	25
	travée	4.21	0.009	0.392	SSA	0.996	0.67	2.10	2HA12=2.26	25

Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur de soutènement

Avec :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

VIII-6 Recommandation du RPA :

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)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m² de HA8.

VIII-6-1 Vérification à l'ELS :

a- Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Dans le béton :**

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⇒ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens	zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ1	β1	K1	σs (Mpa)	σs [≡] (Mpa)	σbc (Mpa)	σbc [≡] (Mpa)	Obser
xx	appui	2HA12	2.98	0.126	0.941	69.75	75.49	201.63	1.08	15	vérifiée
	travée	2HA12	4.90	0.126	0.941	69.75	128	201.63	1.8	15	vérifiée
yy	appui	2HA12	2.48	0.126	0.941	69.75	67.78	201.63	0.97	15	vérifiée
	travée	2HA12	3.73	0.126	0.941	69.75	97.44	201.63	1.39	15	vérifiée

Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS

b- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire :

- $\frac{h}{l} = 0,065 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{h}{l} = 0,065 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{2,98}{20 \times 5,98} = 0,024 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{2,26}{100 \times 18} = 0,001 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion générale

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AUTOCAD, ...)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur. Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité. Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

Bibliographie

Ouvrage :

- M^f. BELAZOUGUI, « **Calculs des ouvrages en béton armée** », Edition 1430, office des publications universitaires.
- M^f. HENRY THONIER, « **Conception et calcul des structures de bâtiment** », cours de l'école national des ponts et chaussées.

Document :

- Document technique Réglementaire DTR.C.2.2, « **charges permanentes et charges d'exploitation** ».
- Cours et Travaux dirigés du cursus universitaire, « Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ».
- Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, « **règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites** ».

Site internet :

- UMMTO.DZ « **espace mémoires de master** ».

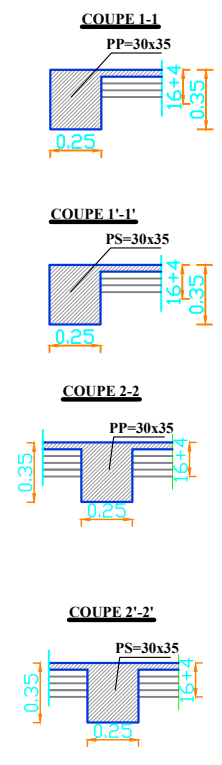
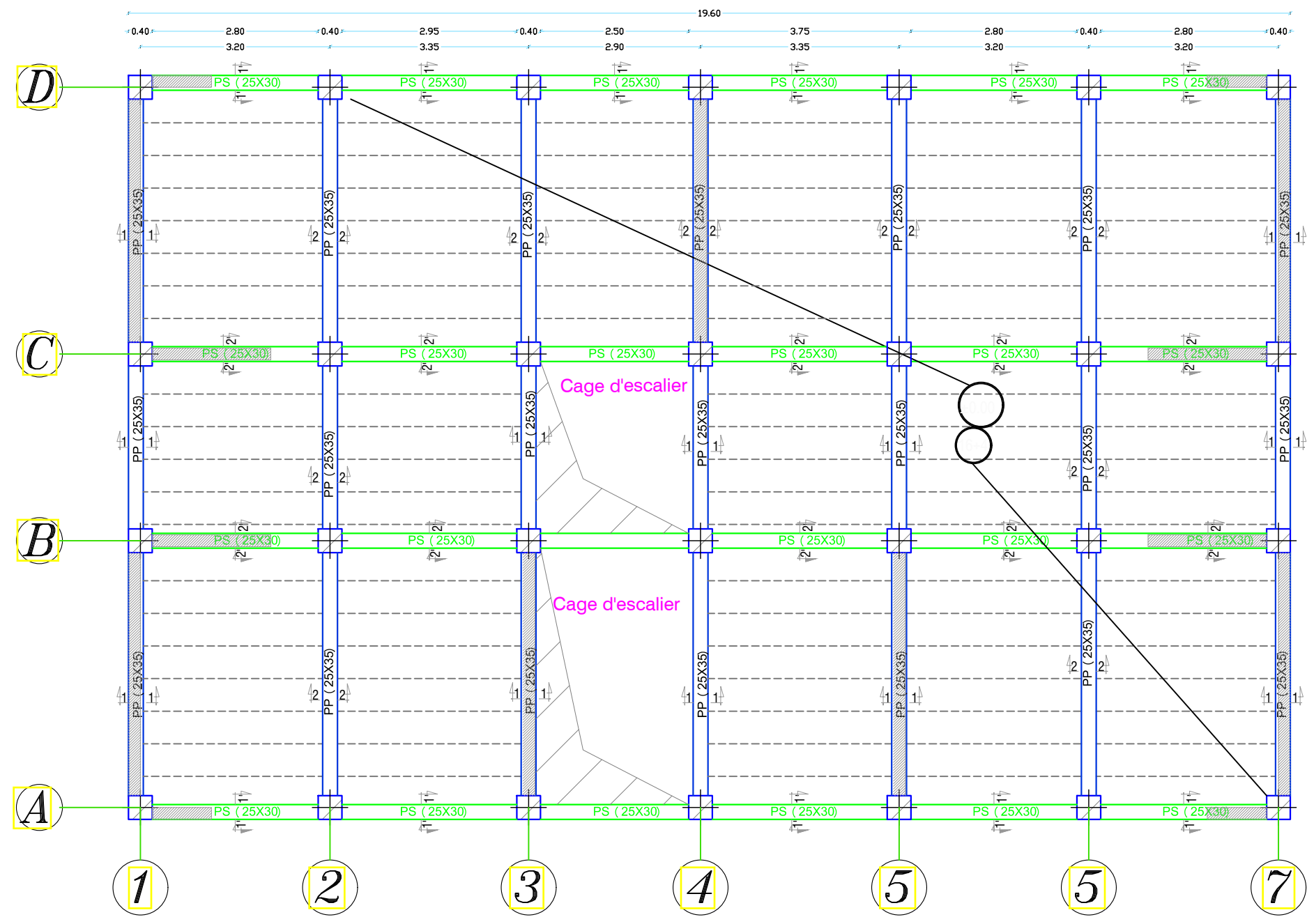
Annexe

Dossier d'architecture :

- Plan de façade principale et postérieure
- Vue en plan de RDC
- Vue en plan de l'étage courant
- Vue en plan l'étage de services
- Vue en plan le sous-sol
- Vue en plan de la terrasse

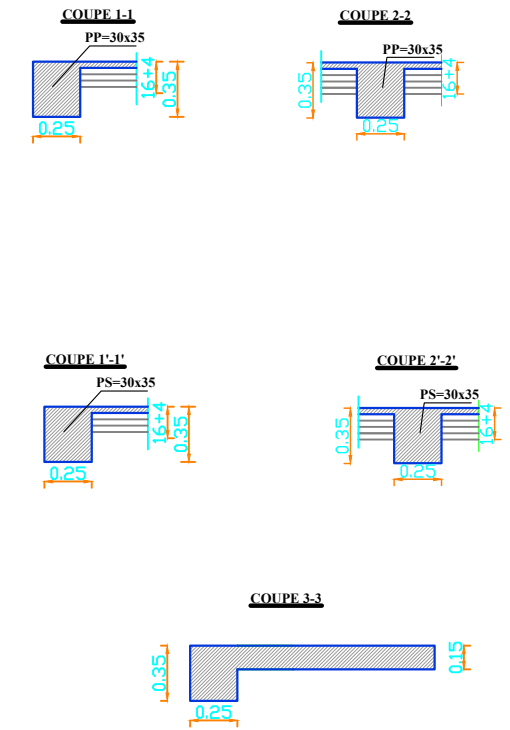
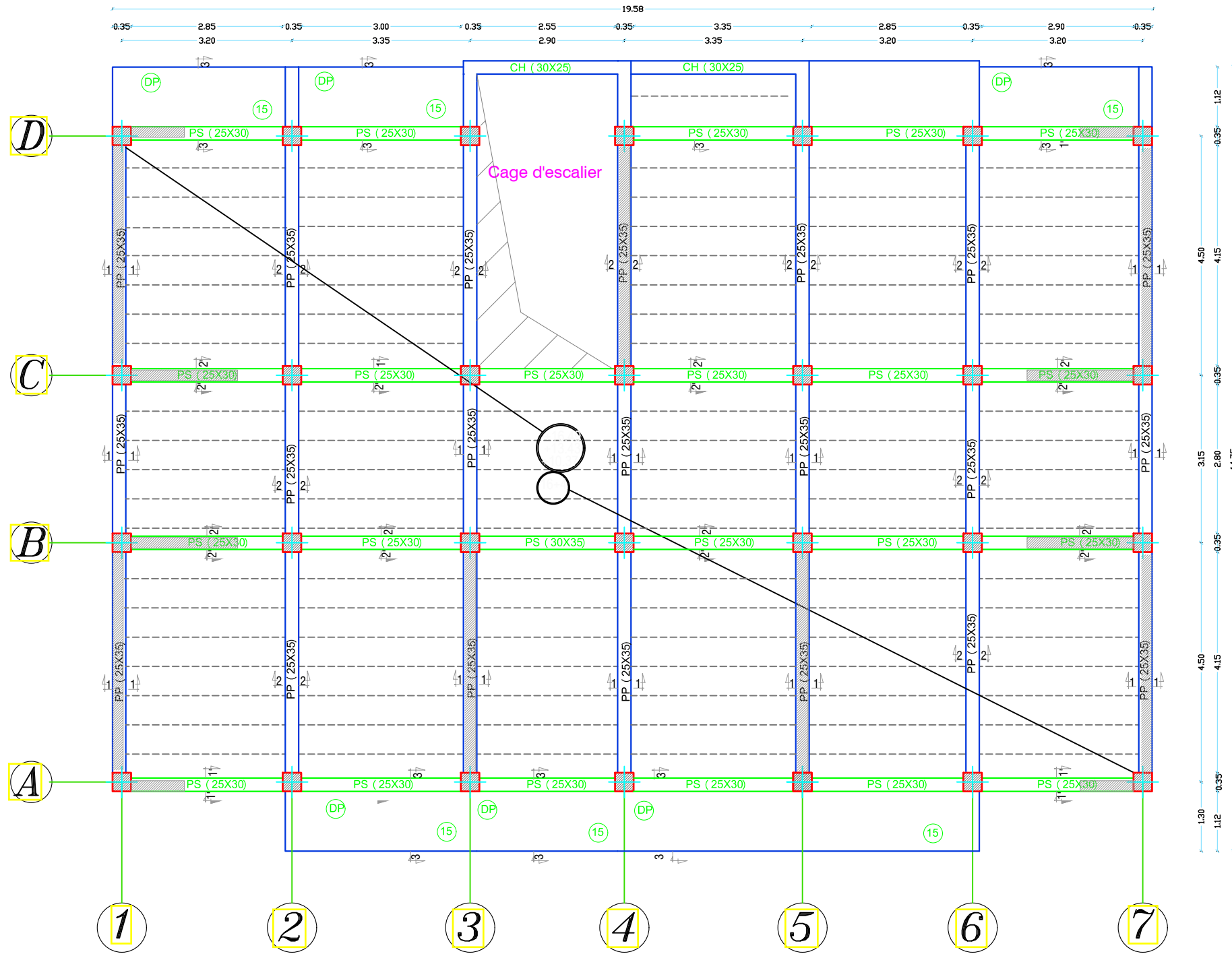
Dossier de génie civil:

- Plan du coffrage et ferrailage des poteaux
- Plan du coffrage et ferrailage des poutres
- Plan du coffrage et ferrailage du mur plaque
- Plan du coffrage et ferrailage de fondation
- Plan du coffrage et ferrailage de l'escalier



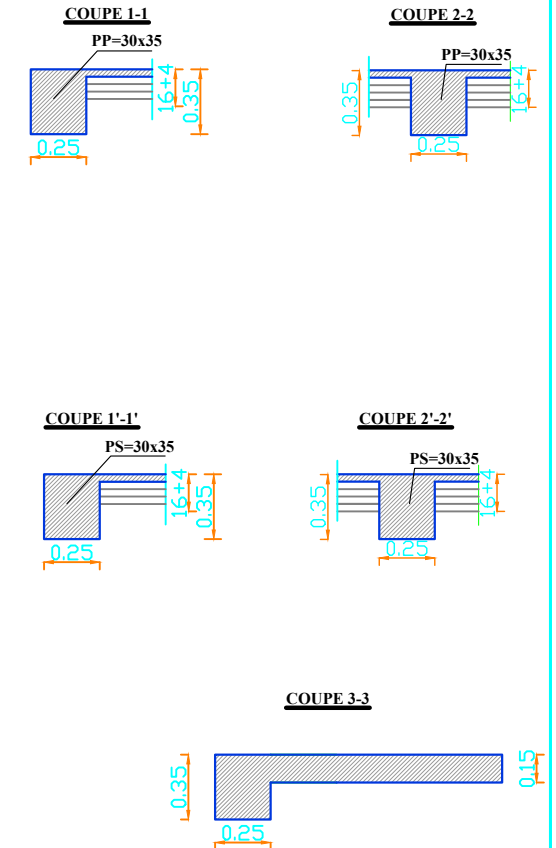
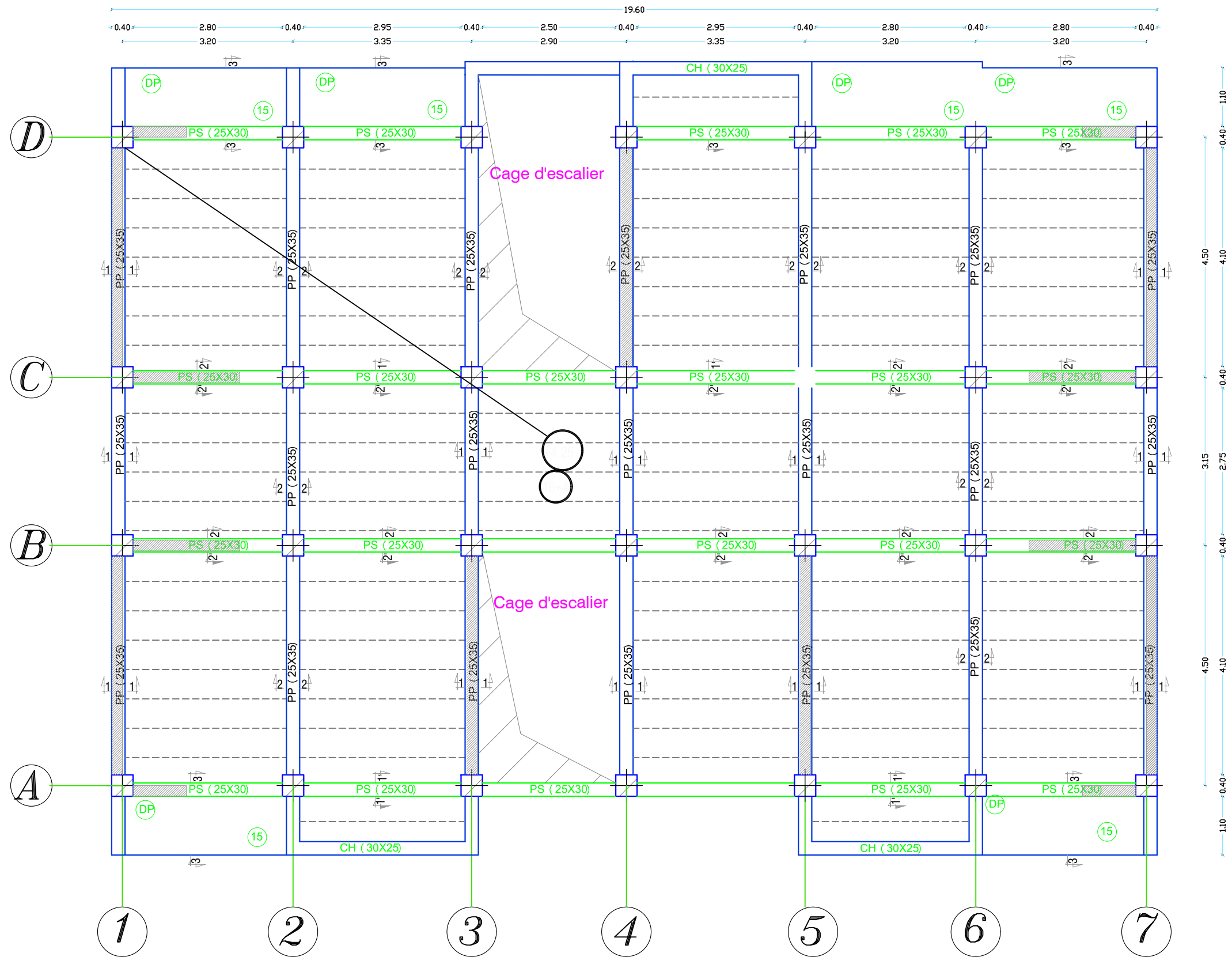
Coffrage de Plancher Niv±0.00m.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mlle: Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia DIRIGE PAR : Mme: R.Simahi	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00m.	
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE



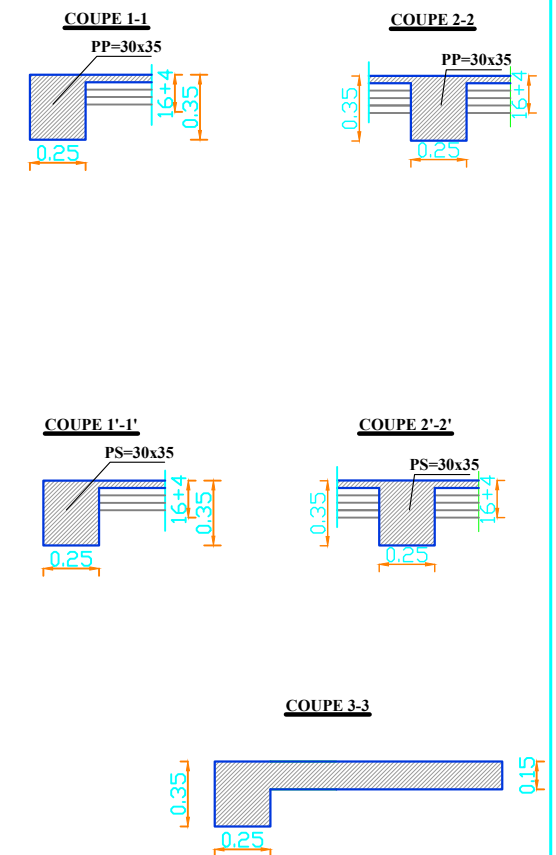
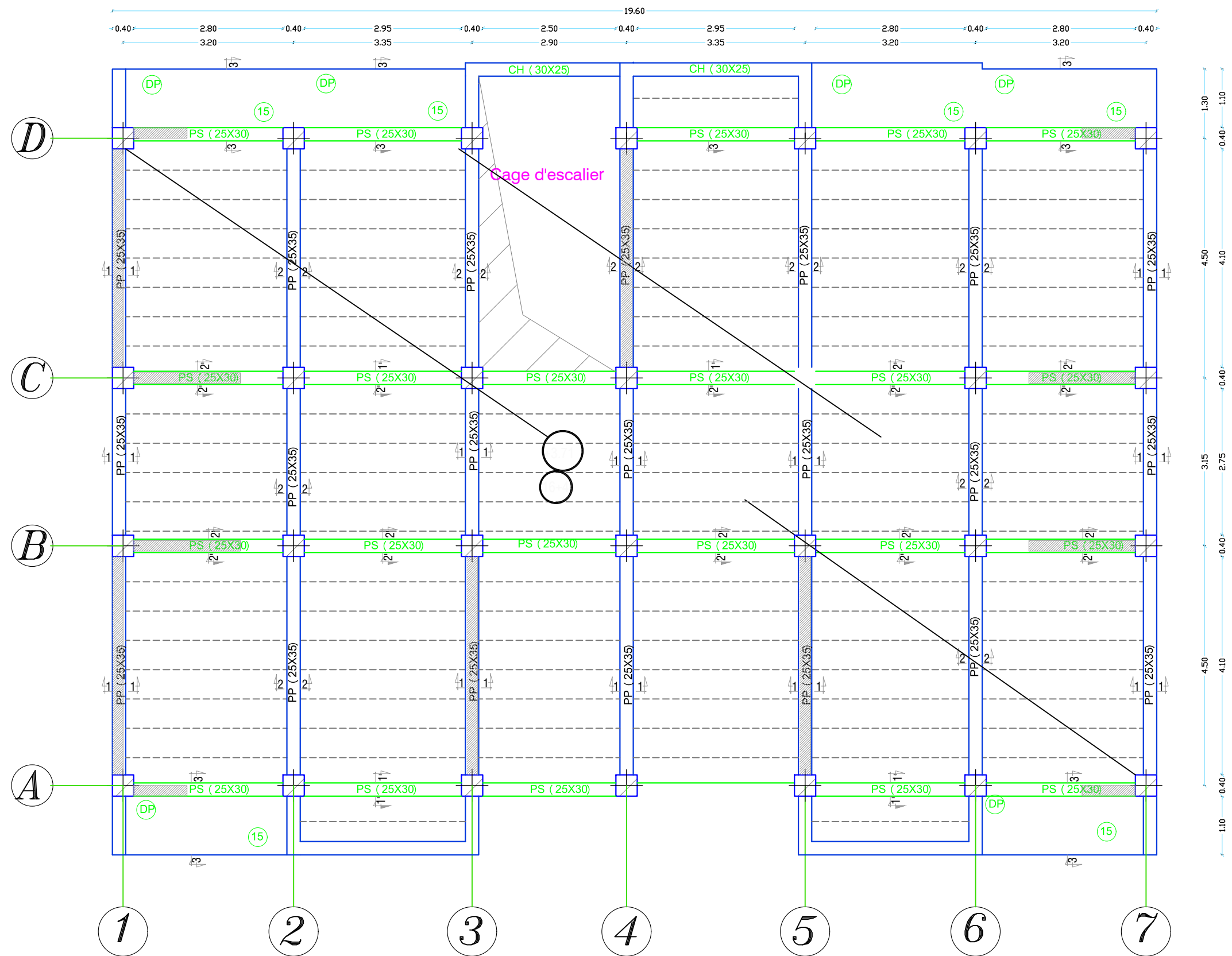
Coffrage de Plancher Niv: +10.35 m, +13.43 m, +16.49 m.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV : +10.35 m +13.49 m, +19.43 m.	
DIRIGE PAR : Mme : R.Smahi		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE



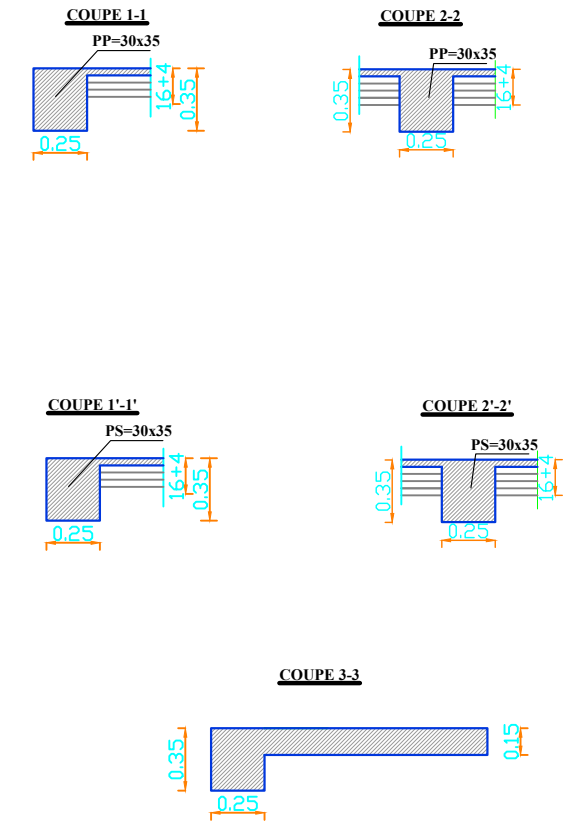
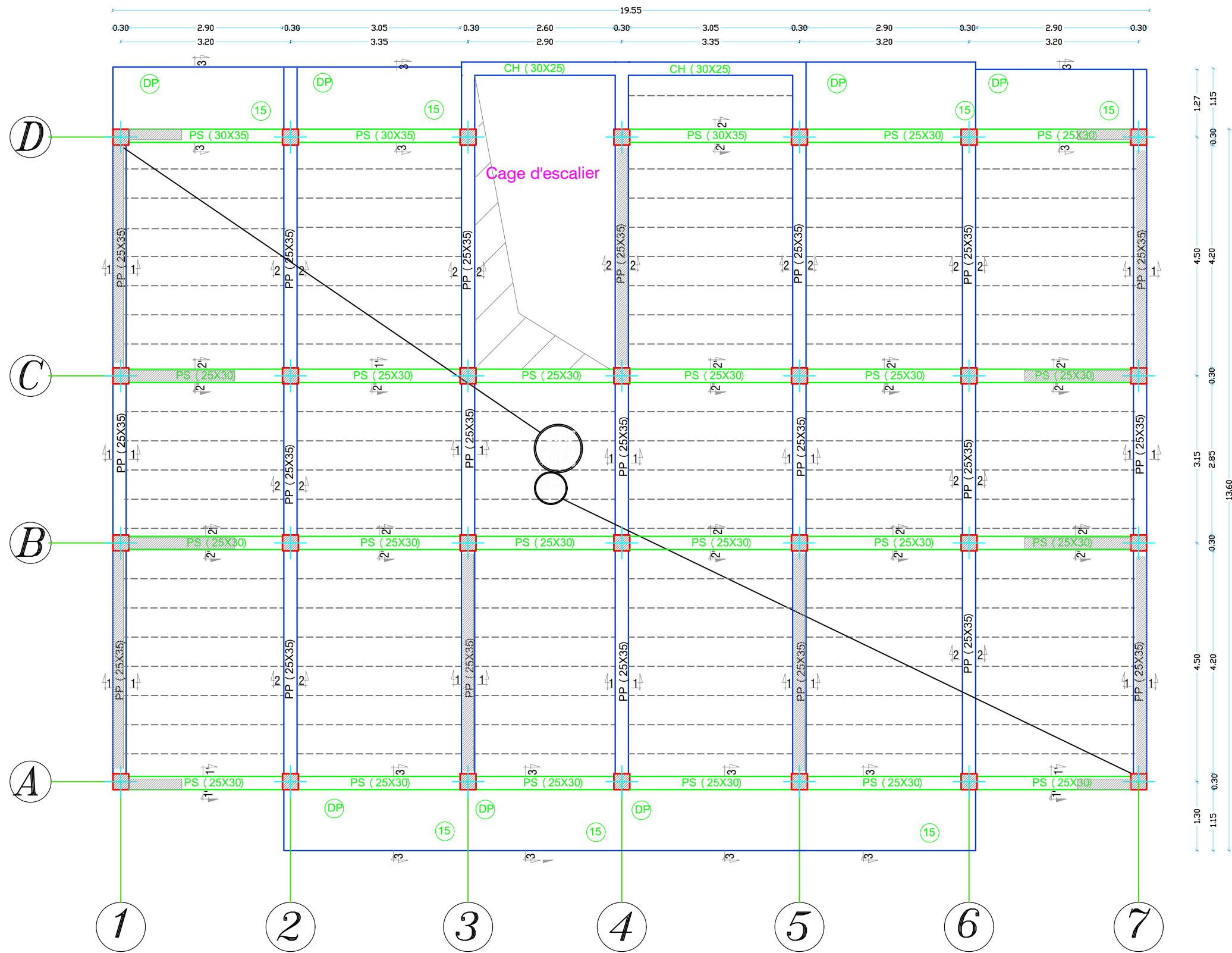
Coffrage de Plancher Niv+4.25 m.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mlle : Bouayad Iiza Mlle : Chenaoui Lydia	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV ± 0.00m.	
DIRIGE PAR : Mme: R.Smahi	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N° ECHELLE



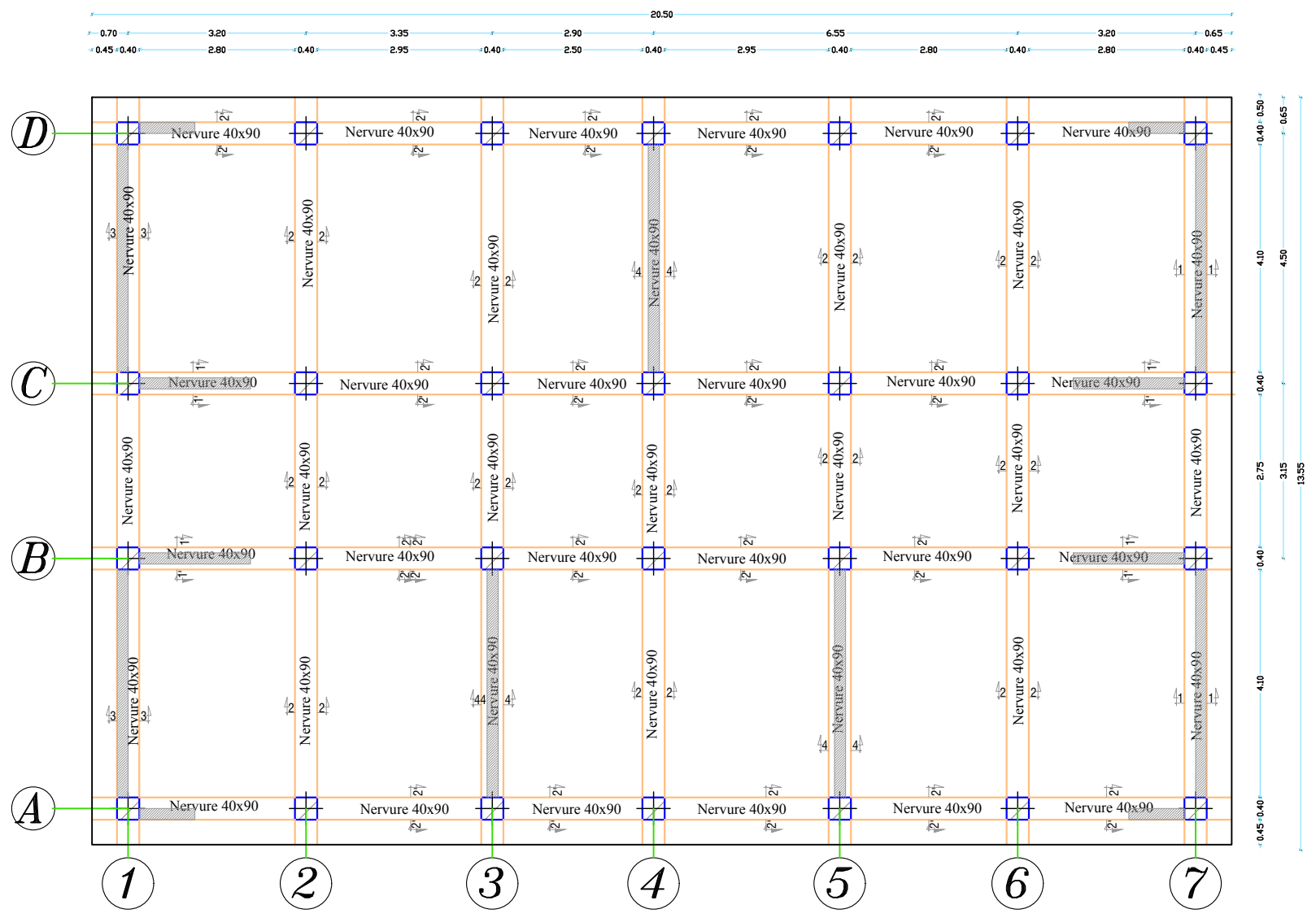
Coffrage de Plancher Niv+7.31 m.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV : +7.31 m.	
DIRIGE PAR : Mme : R.Smahi	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N° ECHELLE



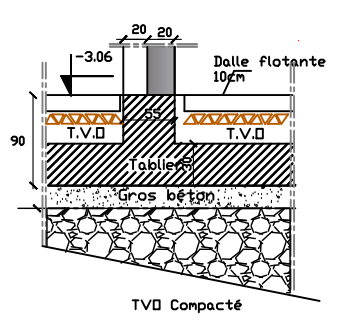
Coffrage de Plancher Niv: +19.55 m, +22.61 m, +25.67 m.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia	TITRE : COFFRAGE PLANCHER NIV : +19.55 m, +22.61 m, +25.67 m.	
DIRIGE PAR : Mme : R.Smahi	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N° ECHELLE

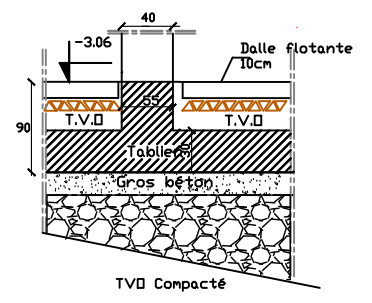


Coffrage de radier

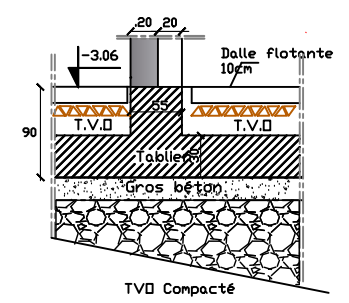
Coupe 1-1



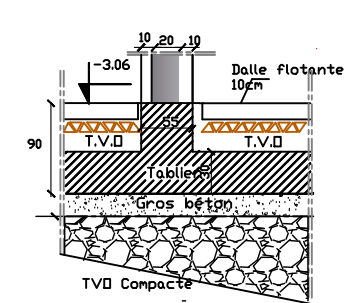
Coupe 2-2



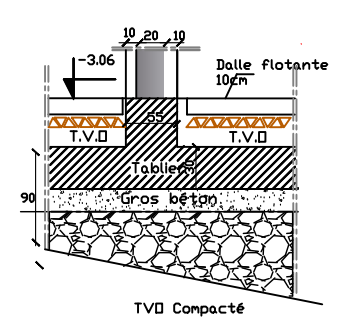
Coupe 3-3



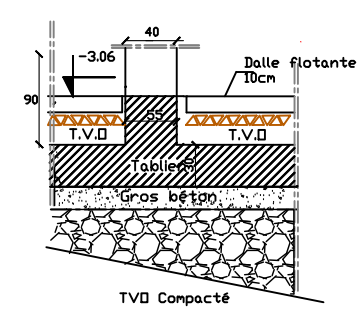
Coupe 4-4



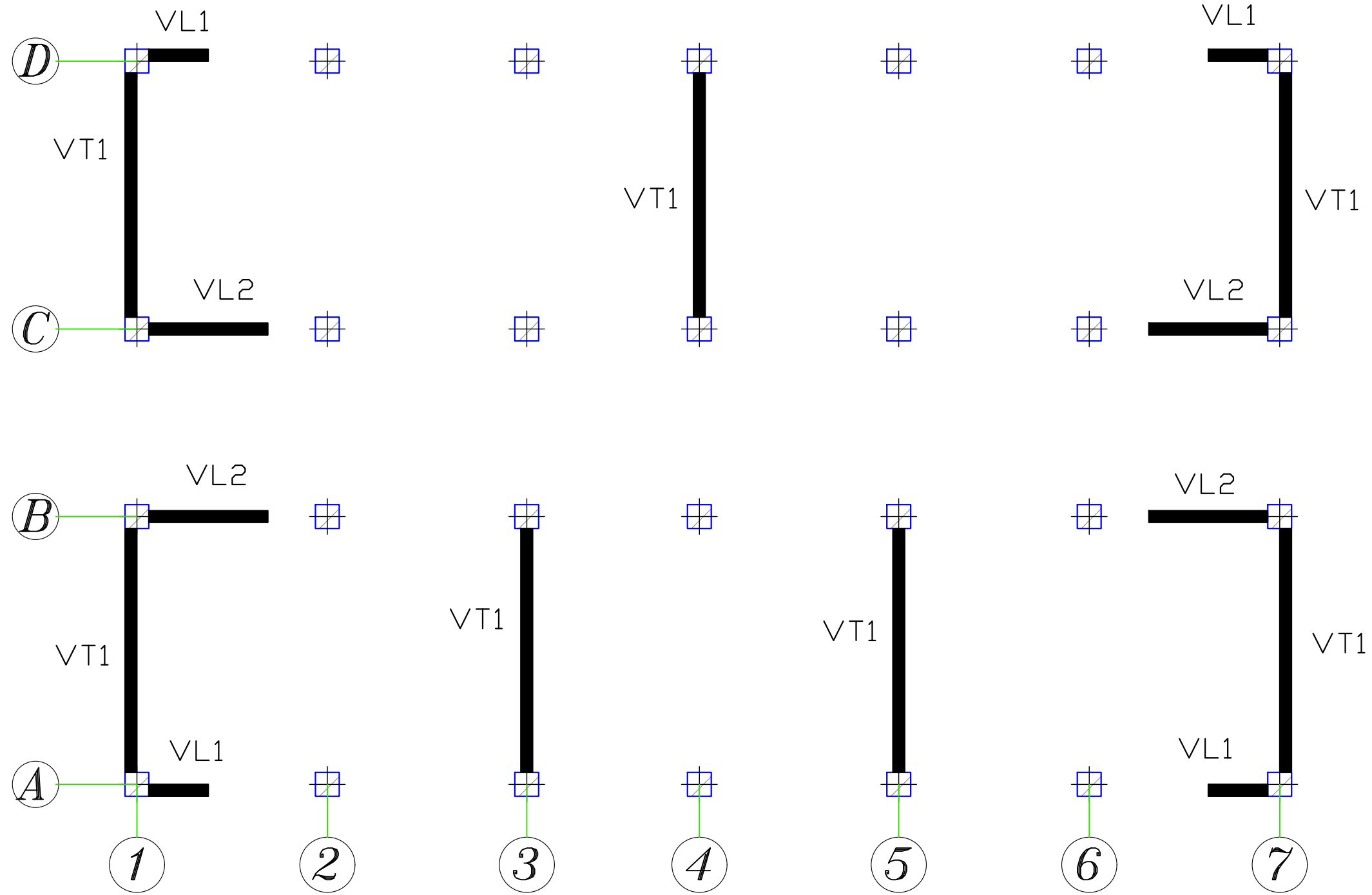
Coupe 1'-1'



Coupe 2'-2'



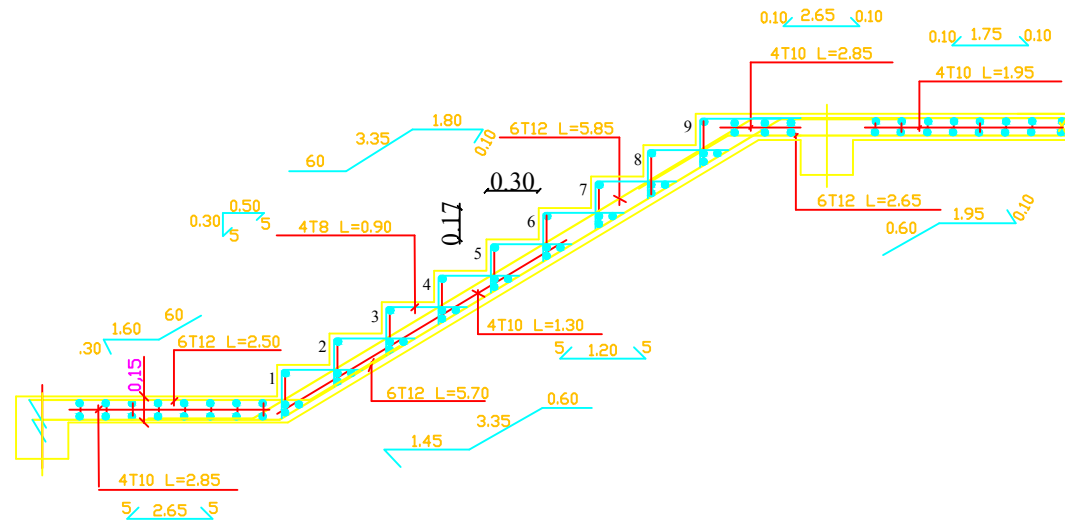
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia	TITRE : COFFRAGE DE RADIER	
DIRIGE PAR : Mme : R.Smahi		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE



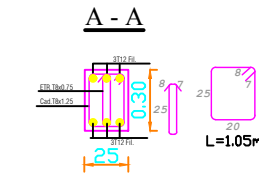
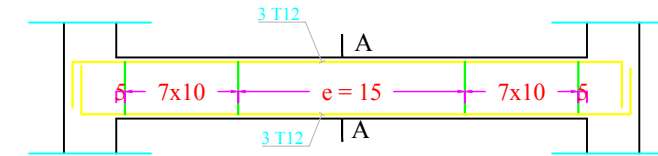
DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia	TITRE : DISPOSITION DES VOILES	
DIRIGE PAR : Mme : R.Smahi	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N° ECHELLE

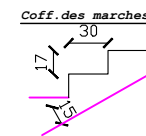
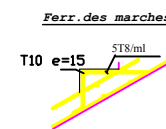
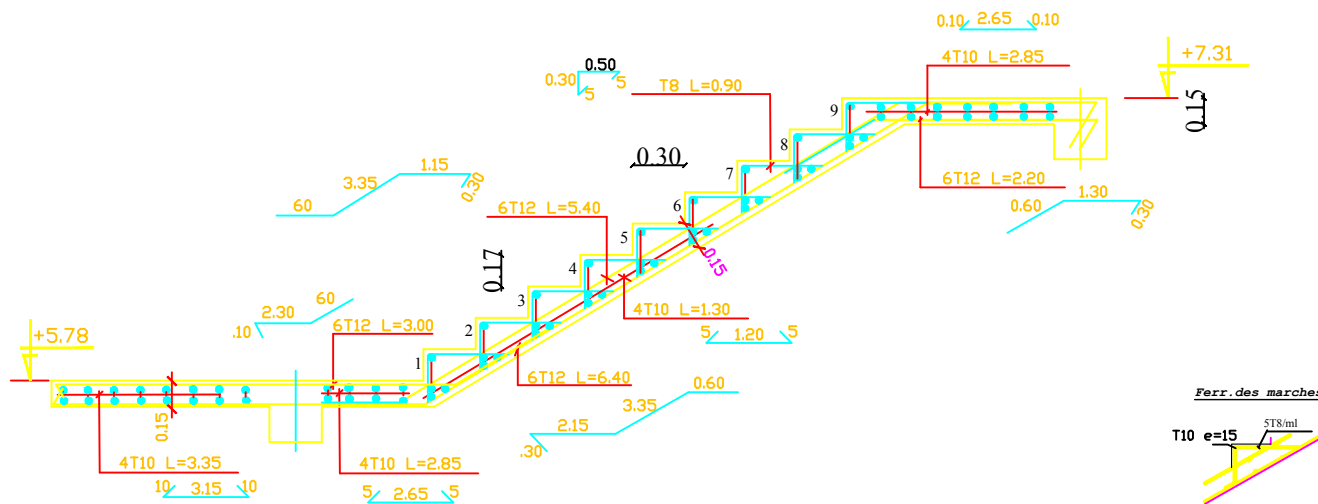
COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE 1 :



Poutre paliere



COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE 2 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle: Bouayad liza
Mlle : chenaoui lydia

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES ESCALIERS

DIRIGE PAR :

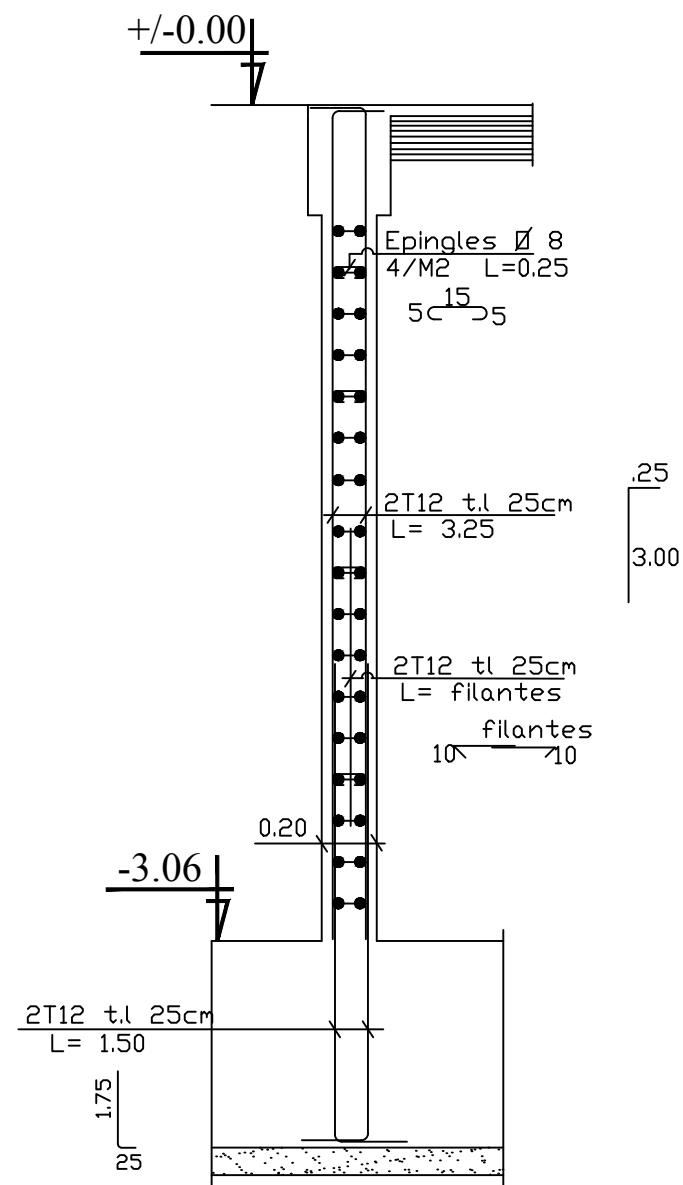
Mme : R. SMAHI

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE

Ferrailage mur plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle: Bouayad liza
Mlle: Chenaoui lydia

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGES DE MUR PLAQUE

DIRIGE PAR :

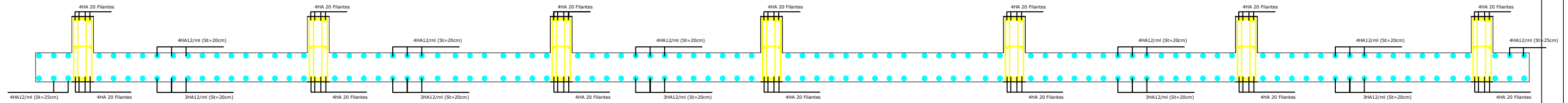
Mme: R. Smahi

PROMOTION 2020/2021

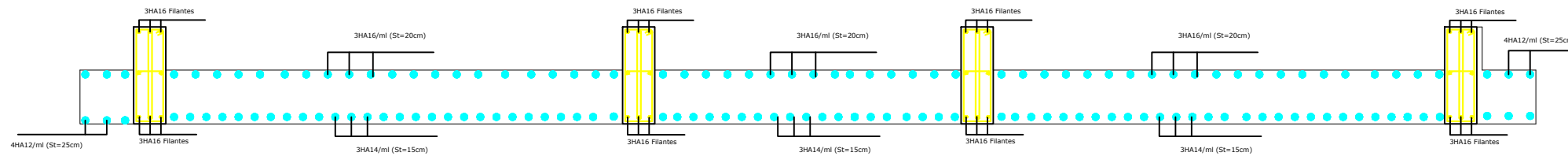
PLANCHE N°

ECHELLE

COUPE A-A: Dans le sens X-X



COUPE B-B: Dans le sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle: Bouayad liza
Mlle : chenaoui lydia

TITRE :

FERRAILLAGE DE RADIER SELON X-X ET Y-Y

DIRIGE PAR :

Mme: R.Smahi

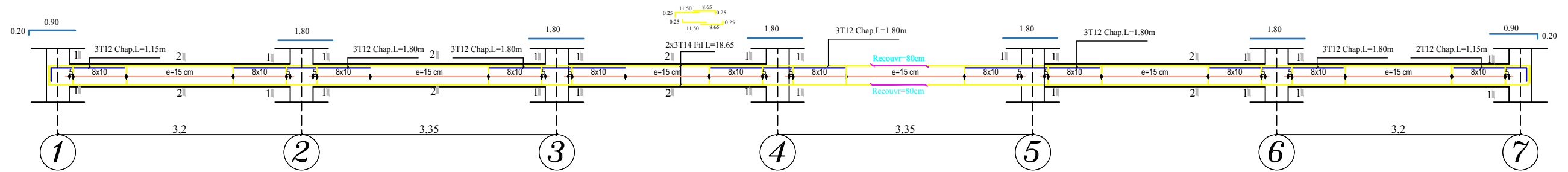
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

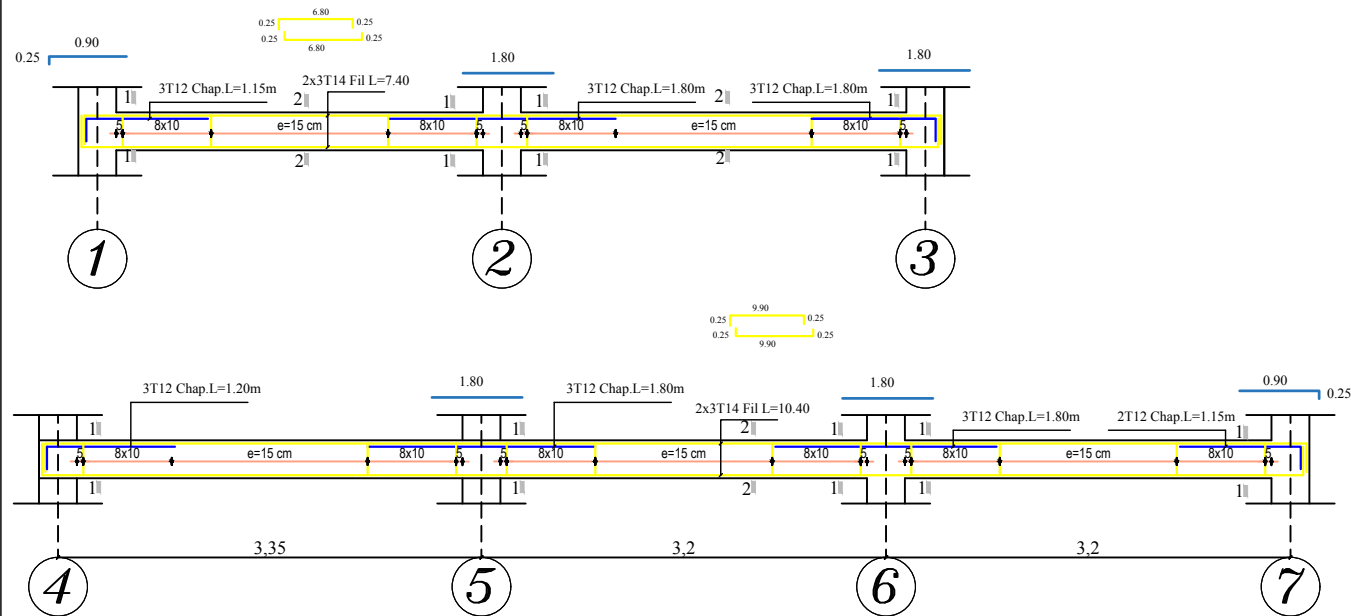
ECHELLE

Coffrage et Ferrailage des poutres Secondaires:(25X30)

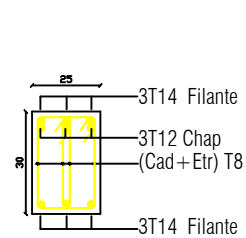
AXE A-B-C:



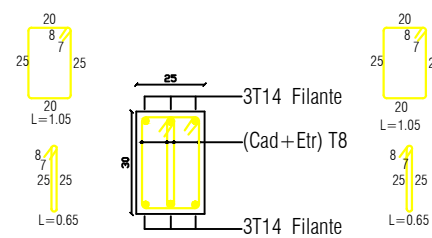
AXE D:



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mlle : Bouayad liza
Mlle : Chenaoui lydia

TITRE :

FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES

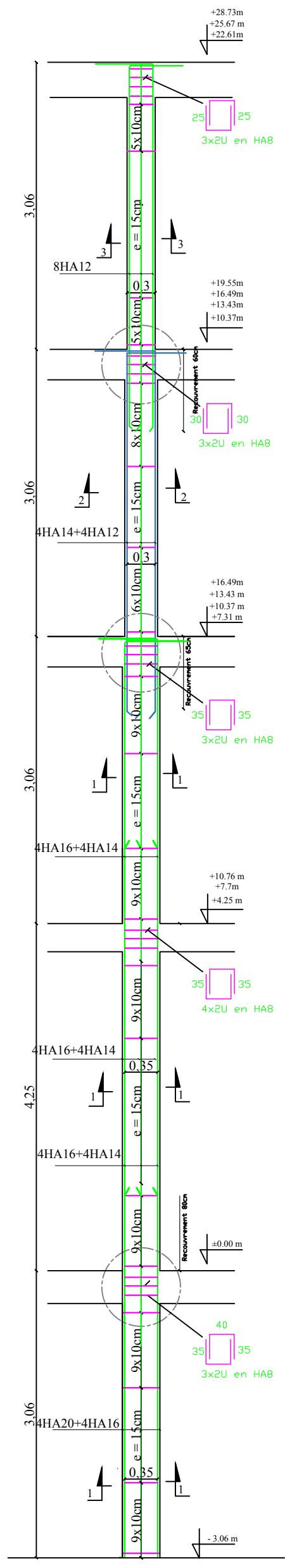
DIRIGE PAR :

Mme : R.Smahi

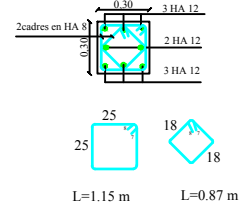
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

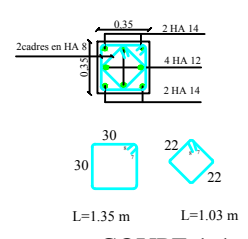
ECHELLE



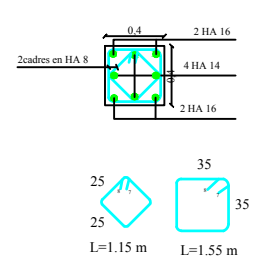
COUPE 3-3



COUPE 2-2



COUPE 1-1

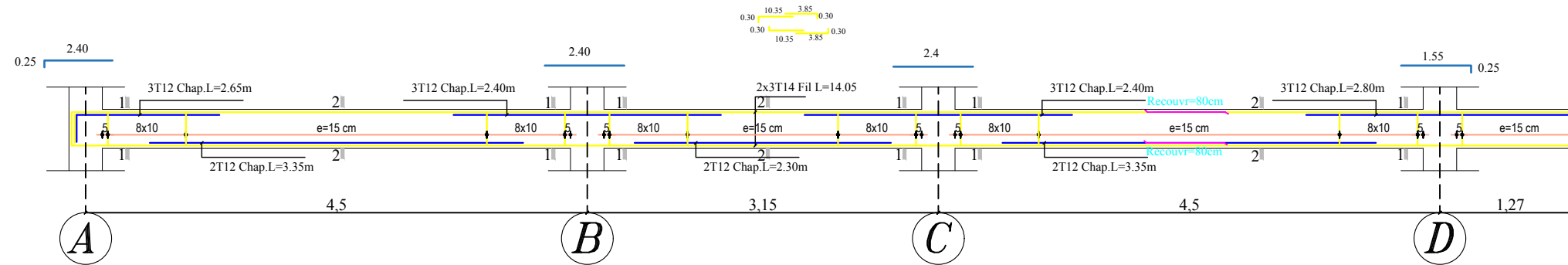


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

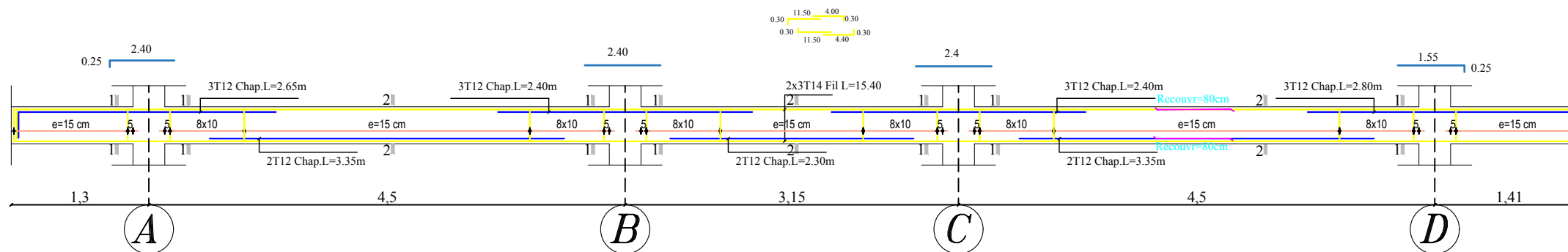
ETUDIE PAR :		TITRE :	
Mlle: Bouayad liza Mlle : chenaoui lydia		COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX	
DIRIGE PAR :			
Mme : R. SMAHI			
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE	

Coffrage et Ferrailage des poutres Principales:(30X35)

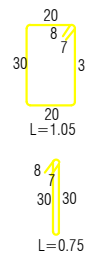
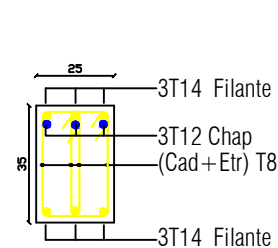
AXE 1-7:



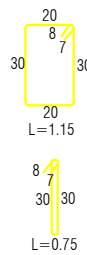
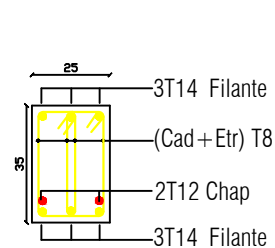
AXE -2-3-4-5-6-:



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle : Bouayad liza
Mlle : Chenaoui lydia

TITRE :

FERRAILAGE POUTRES principales

DIRIGE PAR :

Mme : R.Smahi

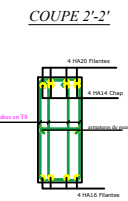
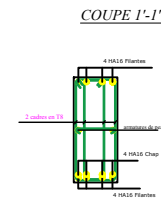
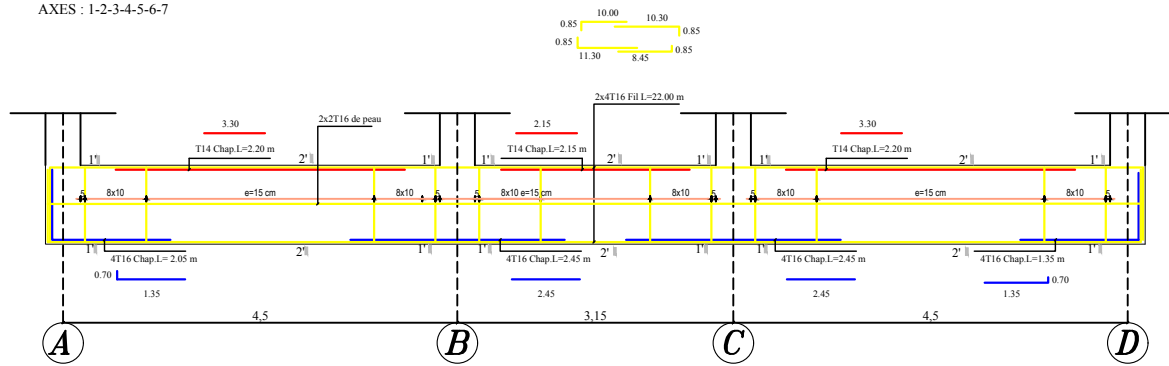
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE

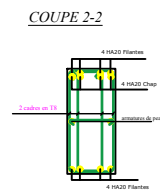
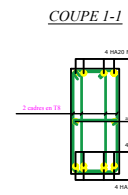
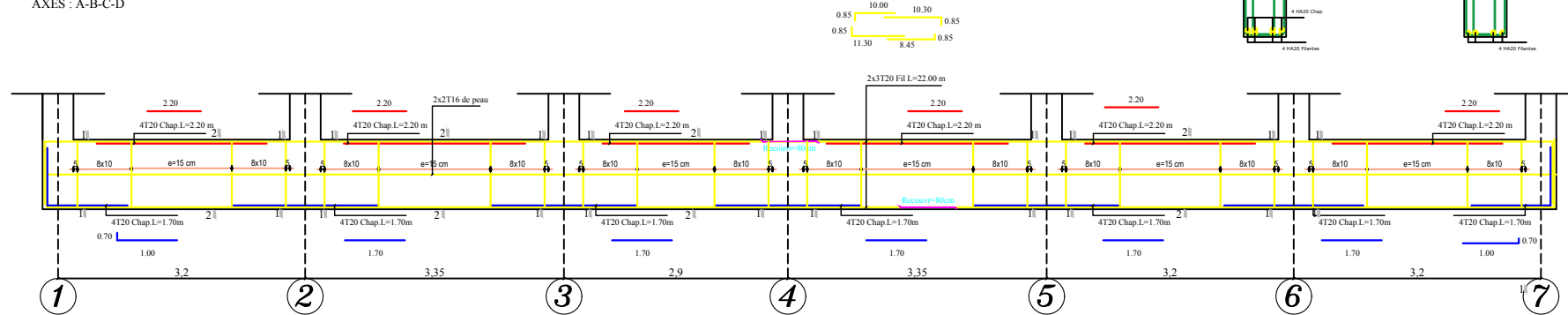
FERRAILLAGE DES NERVURES SELON X-X

AXES : 1-2-3-4-5-6-7



FERRAILLAGE DES NERVURES SELON Y-Y

AXES : A-B-C-D

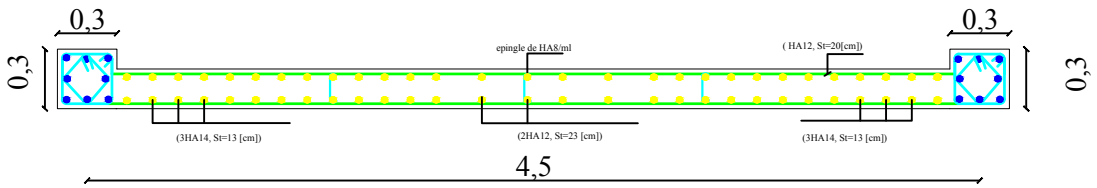


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

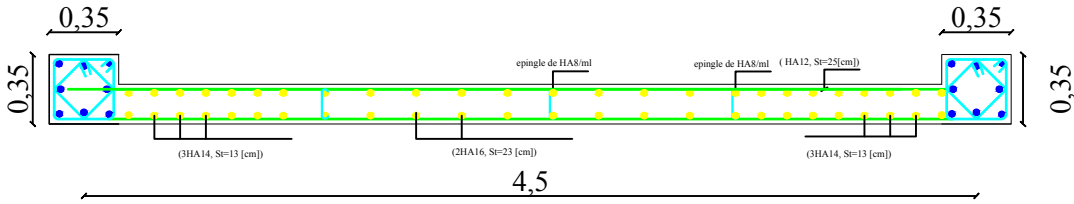
ETUDIE PAR :		TITRE :
Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia		
DIRIGE PAR :		FERRAILLAGE DES NERVURES SELON X-X ET Y-Y
Mme : R.Smahi		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	EHELLE

Voile VT1

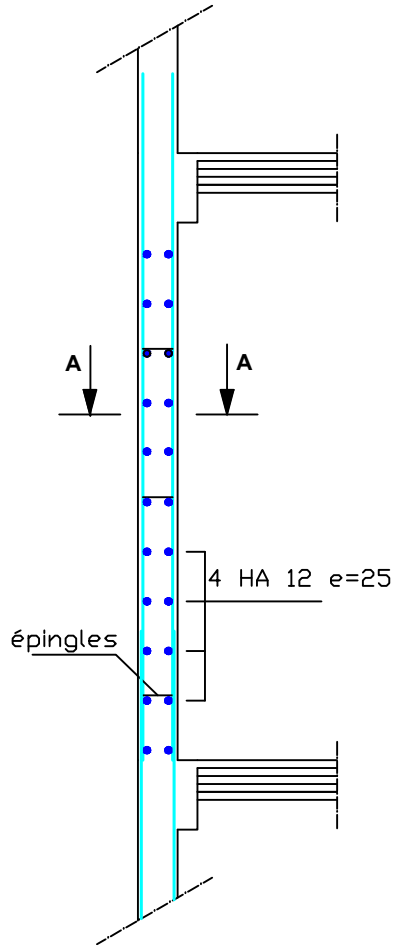
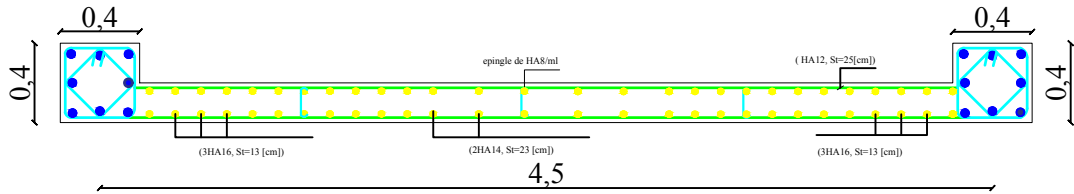
Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone I

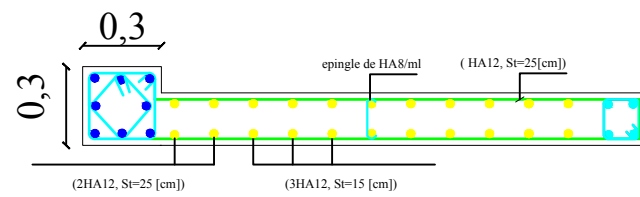


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

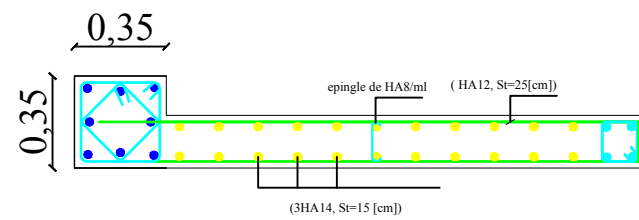
ETUDIE PAR :		TITRE :
Mlle : Bouayad liza Mlle : Chenaoui lydia		
DIRIGE PAR :		COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VT1
Mme : R.Smahi		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE

Voile VL2

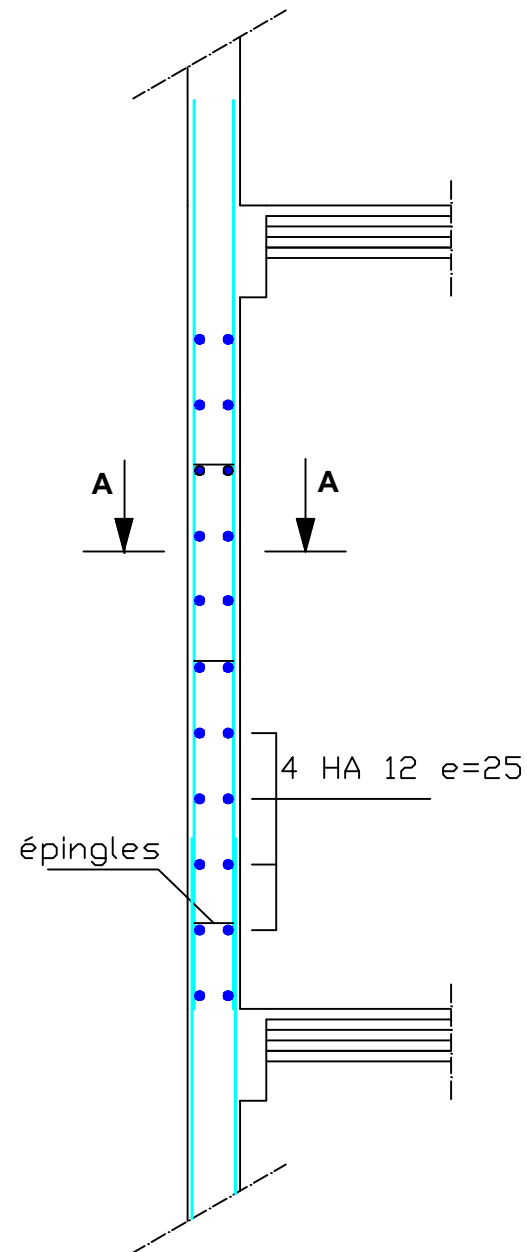
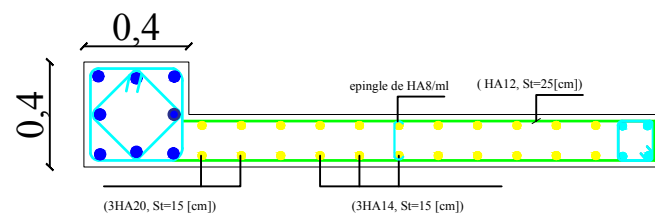
Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle: Bouayad liza
Mlle: Chenaoui lydia

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VL2

DIRIGE PAR :

Mme : R.Smahi

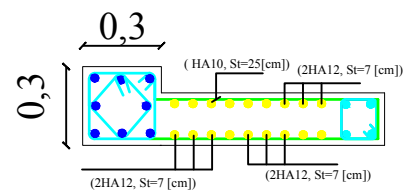
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

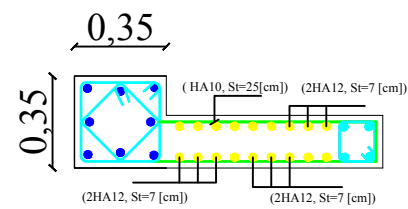
ECHELLE

Voile VL1

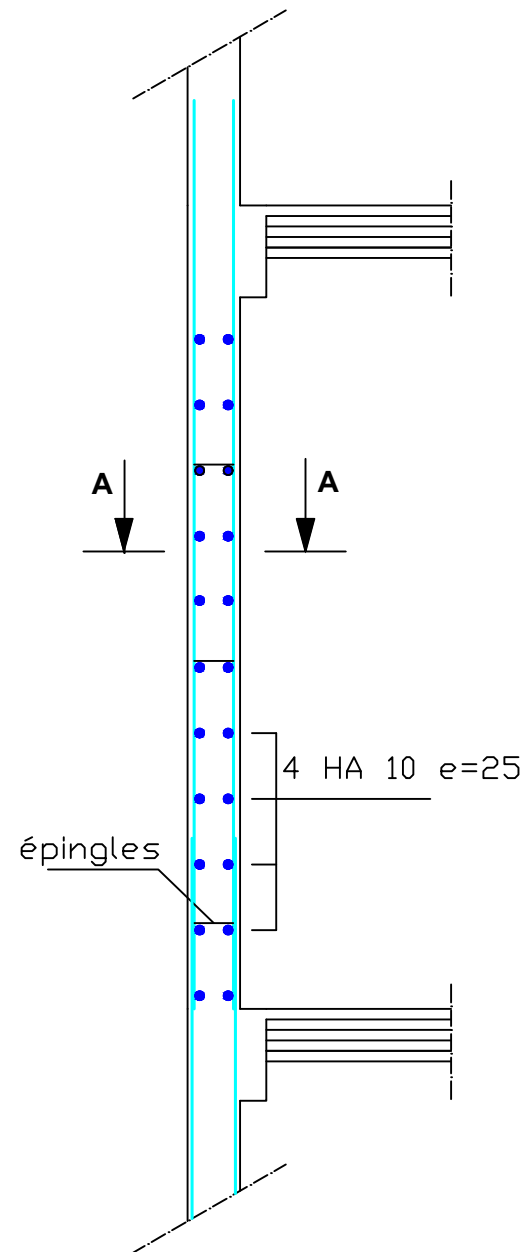
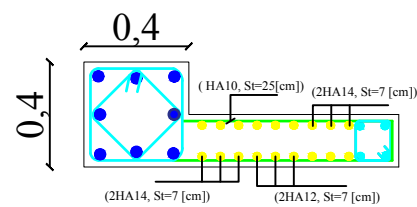
Coupe A-A zone III



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle: Bouayad liza
 Mlle : Chenaoui lydia

DIRIGE PAR :

Mme: R.Smahi

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VL1

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE