

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



# MEMOIRE

*De fin d'étude*

*En vue de l'obtention du diplôme  
Master en Génie Civil*

**OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)**

## Thème

**Etude d'un bâtiment (R+8) Contreventé par  
Portiques et voiles à usage d'habitation,  
commercial modélisé par le logiciel ETABS**



*Dirigé par :*

**M<sup>r</sup> : A. MANSOURI**

*Étudié par :*

**M<sup>lle</sup> : ELAIOUNE KAHINA  
M<sup>lle</sup> : KACI LAMIA**

**Promotion 2020-2021**

# REMERCIEMENTS

*En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant.*

*En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.*

*Nous tenons encore à remercier notre promoteur*

*Mr Mansouri qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et de savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide, si efficace qu'il nous a apporté.*

*Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne ayant contribué à la limite du possible du près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :*

*Le corps enseignant du département de génie civil.*

*Le personnel de la bibliothèque de génie civil.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents à ceux que je dois tout,  
Et je ne rendrai jamais assez.*

*À mon chère frère et sa femme.*

*À mes chères sœurs et leurs maries.*

*A mes neveux et nièce (Boudjema, Fares, Farah,  
Léa, Nilia, Ayline).*

*À tous mes amis (es).*

*A ma binôme Kaci Lamia.*

*À toute la promotion 2021.*

*Kahina*

# Dédicaces

**Je Didier Mon Travaille :**

À Ma Raison De Vivre Ma **Mère** Qui As Etait Mon Pilier Et Qui As Fais De  
Moi Ce Que Je Suis

À Mon Chère **Papa** Qui M'a Soutenu Dans Des Moment Pénibles  
Ainsi Que Mes **Grand Parent Paternelle** Est **Maternelle** Mes Oncles Et Mes  
Tantes Je Vous Suis Très Reconnaissant, Et Je Ne Vous Remercierai Jamais  
Assez Pour Votre Amabilité, Votre Générosité, Vos Aides Précieuses.

À Ma Très Chère Sœur Ma Jumelle **Kamilia** De Ma Profonde Tendresse Et  
Reconnaissance, Je Te Souhaite Une Vie Pleine De Bonheur Et De Succès Et  
Que Dieu, Le Tout Puissant, Te Protège Et Te Garde.

À Mes Petites Sœur **Amel** Et **Lydia**

Une spéciale dédicace a cette personne qui compte énormément pour moi, et  
pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect, le frère que ma mère n'a  
pas mis, le partenaire avec qui s'accumule ma vie **hadjeras marzouk**

À mes Très Chères Amis(es) mes **sœurs** et **frères** Sans Exception

À Ma Binôme Elaïoune Kahina et toute sa famille

À toutes les personnes qui ont participées

**LAMIA**

# Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage ..... (1-15)

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments ..... (16-32)

Chapitre III : Calcul des éléments ..... (32-123)

III.1 : calcul de l'acrotère ..... (33-42)

III.2 : calcul des planchers..... (43-62)

III.3 : calcul des balcons..... (63-67)

III.4 : calcul de l'escalier..... (68-95)

III.5 : calcul de la poutre palière ..... (96-100)

III.6 : calcul de la poutre de chinage ..... (100-112)

III.7 : calcul de la salle machine..... (112-123)

Chapitre IV : système de contreventement..... (124-129)

Chapitre V : présentation du logiciel ETABS et modélisation..... (130-152)

Chapitre VI : vérifications du RPA ..... (153-163)

Chapitre VII : ferrailage des éléments ..... (164-194)

V.1 : ferrailage des poutres ..... (164-173)

V.2 : ferrailage des poteaux ..... (174-189)

V.3 : ferrailage des voiles..... (190-194)

Chapitre VI : études de l'infrastructure..... (194-215)

Plans d'exécutions

Conclusion générale

Bibliographie

# Liste des figures

## CHAPITRE I

Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier.....	04
Figure I.2. Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	09
Figure I.3. Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS .....	10
Figure. I.4. Diagramme déformation-contraintes des aciers .....	14

## CHAPITRE II

Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.....	16
Figure II.2 : Schéma de la poutre .....	17
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation .....	19
Figure II.4 : Coupes de voiles en plan.....	20
Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité .....	22
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	23
Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.....	23
Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	24
Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur .....	24
Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère .....	25
Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation .....	26

## CHAPITRE III

Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère.....	33
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère .....	33

Figure III.3 : Diagrammes des efforts .....	34
Figure III.4 Schéma statique de calcul de l'acrotère .....	35
Figure III.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée .....	36
Figure III.2.1 : Treillis soudés (200×200) .....	44
Figure III.2.2 : Schéma de calcul de la poutrelle .....	45
Figure III.2.3 : Dimensions de la poutrelle .....	46
Figure III.2.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .....	51
Figure III.2.5: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .....	52
Figure III.2.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS .....	57
Figure III.2.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	58
Figure III.2.8: Schéma de Ferrailage de la poutrelle.....	63
Figure III.4.1 : Principaux termes relatifs à un escalier .....	68
Figure III.4.2: Différents types d'escaliers.....	69
Figure III.4.3.: Schéma statique de la première volée d'étage .....	71
Figure III.4.4.: Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELU .....	73
Figure III.4.5. Diagrammes des efforts internes de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELU .....	75
Figure III.4.6. Schéma statique de calcul de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELS .....	79
Figure III.4.7. Diagramme des moments corrigé de la 1 <sup>ère</sup> volée à l'ELS .....	81
Figure III.4.8. : Schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée d'étage courant.....	83
Figure III.4.9. Schéma statique de calcul de la 2 <sup>ème</sup> volée à l'ELU .....	85
Figure III.4.10. Diagramme des moments corrigé de la 2 <sup>ème</sup> volée à l'ELU.....	87
Figure III.4.11 .Schéma statique de calcul de la 2 <sup>ème</sup> volée à l'ELS .....	91
Figure III.4.12 : Diagramme des moments corrigé de la 2 <sup>ème</sup> volée à l'ELS .....	93
Figure III.5.1 .Schéma statique de la poutre de chaînage a l'ELU.....	96
Figure III.5.2: Diagramme des moments corrigé de la poutre palière à l'ELU .....	97
Figure III.5.3: Diagramme des moments corrigé de la poutre palière à l'ELS .....	99

Figure III.6.1 .Schéma statique de la poutre de chainage a l'ELU .....	102
Figure III.6.2. Diagramme des moments et des efforts internes à l'ELU .....	103
Figure III.6.3: Schéma statique de la poutre de chainage a l'ELS .....	104
Figure III.6.4. Diagramme des moments et des efforts internes à l'ELS .....	105
Figure III.7.1. Diffusion de la charge dans le feuillet .....	113

## **CHAPITRE IV**

Figure IV.1: Refend longitudinal. ....	124
Figure IV.2: Refend transversal .....	124

## **CHAPITRE VII**

Figure VII.1. Section simplement armée.....	166
Figure VII.2. Section doublement armée .....	166

## **CHAPITRE VIII**

Figure VIII.1 : Répartition des charges sur les nervures.....	209
Figure VIII.2: Diagramme des moments fléchissant à ELU .....	211
Figure VIII.3: Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	211
Figure VIII.4 : Diagramme des efforts tranchant à ELU .....	211
Figure VIII.5: Diagramme des moments fléchissant à ELU .....	212
Figure VIII.6: Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	212
Figure VIII.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU .....	213

# Liste des tableaux

## CHAPITRE I

Tableau I.1. Caractéristiques des aciers utilisés .....	13
---	----

## CHAPITRE II

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003) .....	23
Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant.....	24
Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur .....	24
Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur .....	25.
Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments .....	26
Tableau II.7 : Charges permanentes des planchers .....	26
Tableau II.8 : Charges permanentes des poutres .....	26
Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges .....	28
Tableau II.10 : Dégression des charges d'exploitation .....	28
Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charge .....	30
Tableau II.12 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1) .....	31

## CHAPITRE III

Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travées .....	51
Tableau III.2.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU .....	52

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS .....	58
Tableau III.3.1: Charges permanentes du balcon .....	63
Tableau III.3.2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps .....	64
Tableau III.4.1.: Poids des revêtements .....	72
Tableau III.4.2 : Charge totale du palier .....	72
Tableau III.4.3: Charge totale de la volée .....	72
Tableau III.4.5 : Charge totale du palier .....	84
Tableau III.4.6 : Charge totale de la volée intermédiaire.....	84
Tableau III.7.1 : Calcul du ferrailage de la salle machine.....	117

## **CHAPITRE IV**

Tableau IV-1: Les inerties des refends dans le sens transversal .....	126
Tableau IV-2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau .....	127
Tableau IV.3 : Déplacement et des inerties fictives du portique par niveau .....	128

## **CHAPITRE VI**

Tableau VI.1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal .....	156
Tableau VI.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal .....	156
Tableau VI.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens .....	159
Tableau VI.4: Justification vis A vis de l'effet P- $\Delta$ dans les deux sens.....	160
Tableau VI.5 : vérification de l'excentricité suivant x-x.....	162
Tableau VI.6: vérification de l'excentricité suivant y-y.....	162

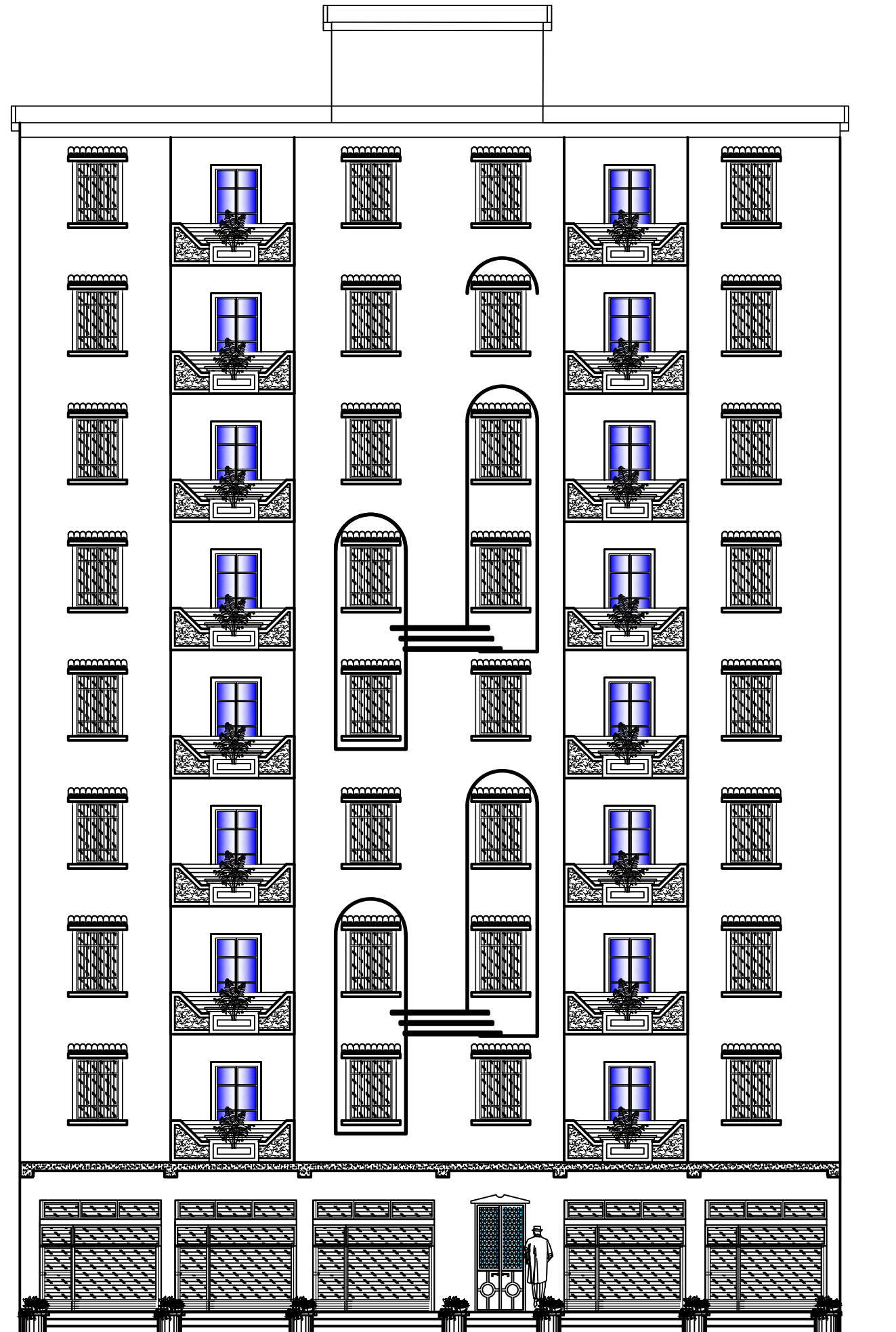
## CHAPITRE VII

Tableau VII.1 : ferrailage des poutres .....	167
Tableau VII.2: Vérification au cisaillement .....	168
Tableau VII.3 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures.....	169
Tableau VII.4: Vérification des contraintes à l'ELS.....	172
Tableau VII.5: caractéristiques mécaniques des matériaux .....	174
Tableau VII.6 .Les efforts internes dans les poteaux .....	179
Tableau VII.7. Les efforts internes dans les poteaux .....	179
Tableau VII.8 : Ferrailage des poteaux suivant le sens x-x .....	182
Tableau VII.9 : Ferrailage des poteaux suivant le sens Y-Y.....	182
Tableau VII .10 : Délimitation des zones nodales.....	185
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes tangentielles .....	186
Tableau VII.12 : Ferrailage des poteaux a l'ELS suivant le sens x-x .....	187
Tableau VII.13 : Ferrailage des poteaux a l'ELS suivant le sens Y-Y .....	187
Tableau VII.14 : Vérification des contraintes à l'ELS suivant x-x .....	188
Tableaux VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS suivant y-y.....	188
Tableau VII.16 : Ferrailages des voiles VL2 .....	193
Tableau VII.17 : Ferrailages des voiles VT1 .....	194

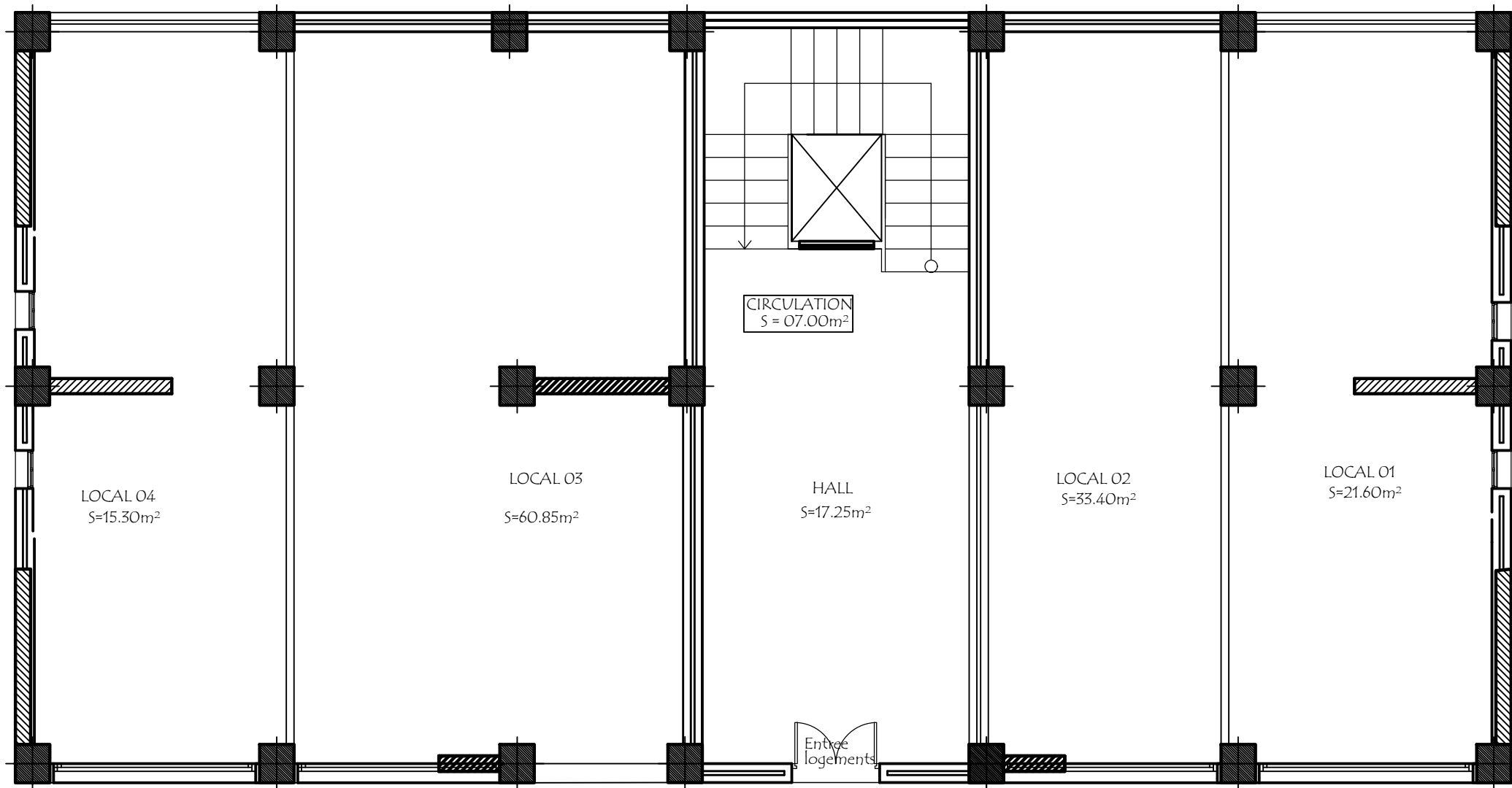
## CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1 : Dimensionnement des semelles isolées.....	195
Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	196
Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	196
Tableau VIII.4 : Surface des semelles filantes sous poteaux .....	196
Tableau VIII.5 : Dimensionnement de radier général.....	198
Tableau VIII.6 : surface du radier général .....	199

Tableau VIII.7: Sollicitations à la base du radier .....	200
Tableau VIII.8: Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.....	201
Tableau VIII.9: Vérification de la stabilité du radier sens transversal .....	202
Tableau VIII.10: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement .....	203
Tableau VIII.11: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement .....	204
Tableau VIII.12: Ferrailage de la dalle de radier à ELU.....	205
Tableau VIII.13: Ferrailage du débord à ELU .....	206
Tableau VIII.14: Répartitions simplifiées des chargements .....	208
Tableau VIII.15: Le ferrailage adopté pour la nervure .....	21

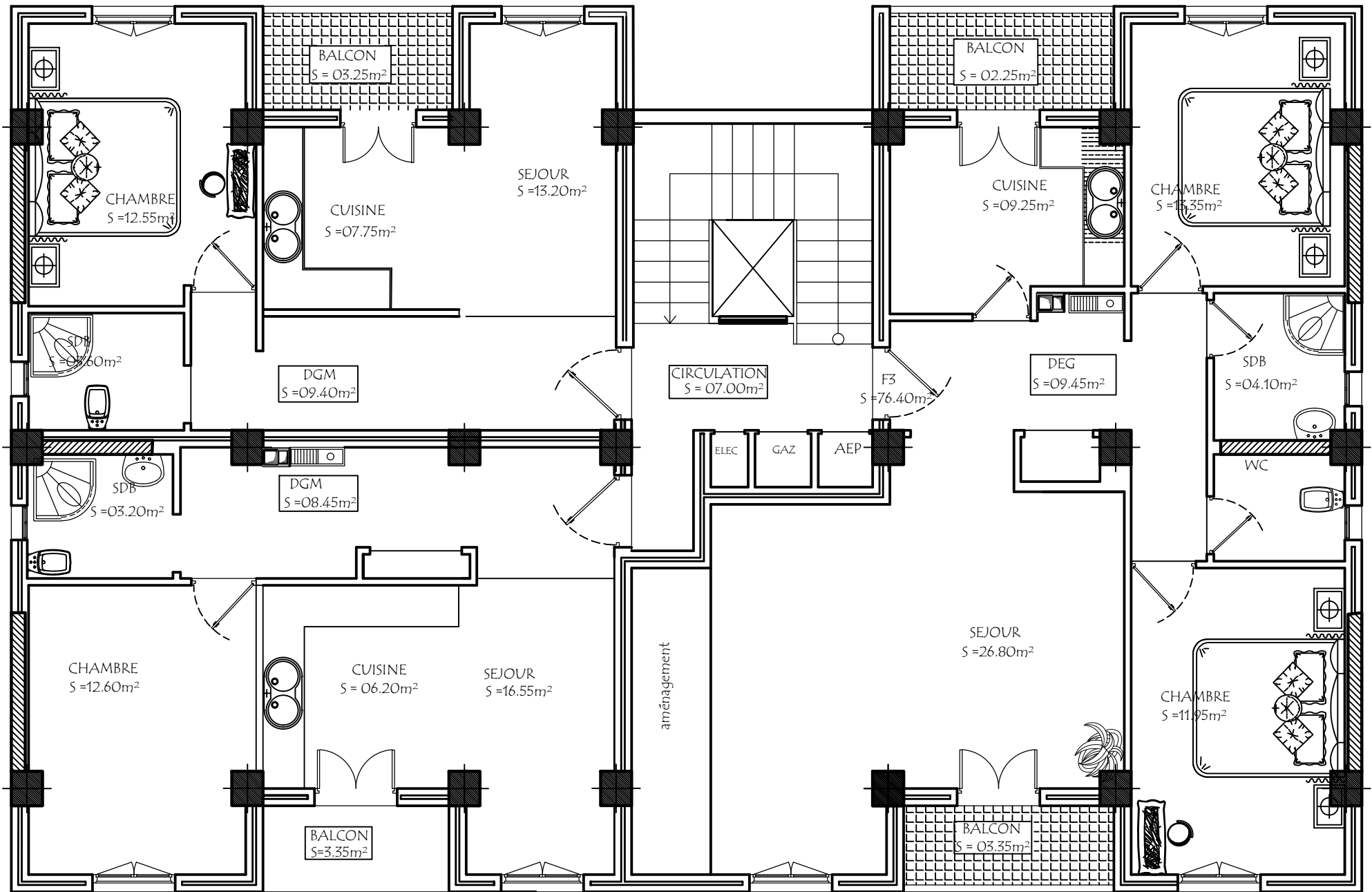


FAÇADE PRINCIPALE (BLOC 01) ECH:1/50



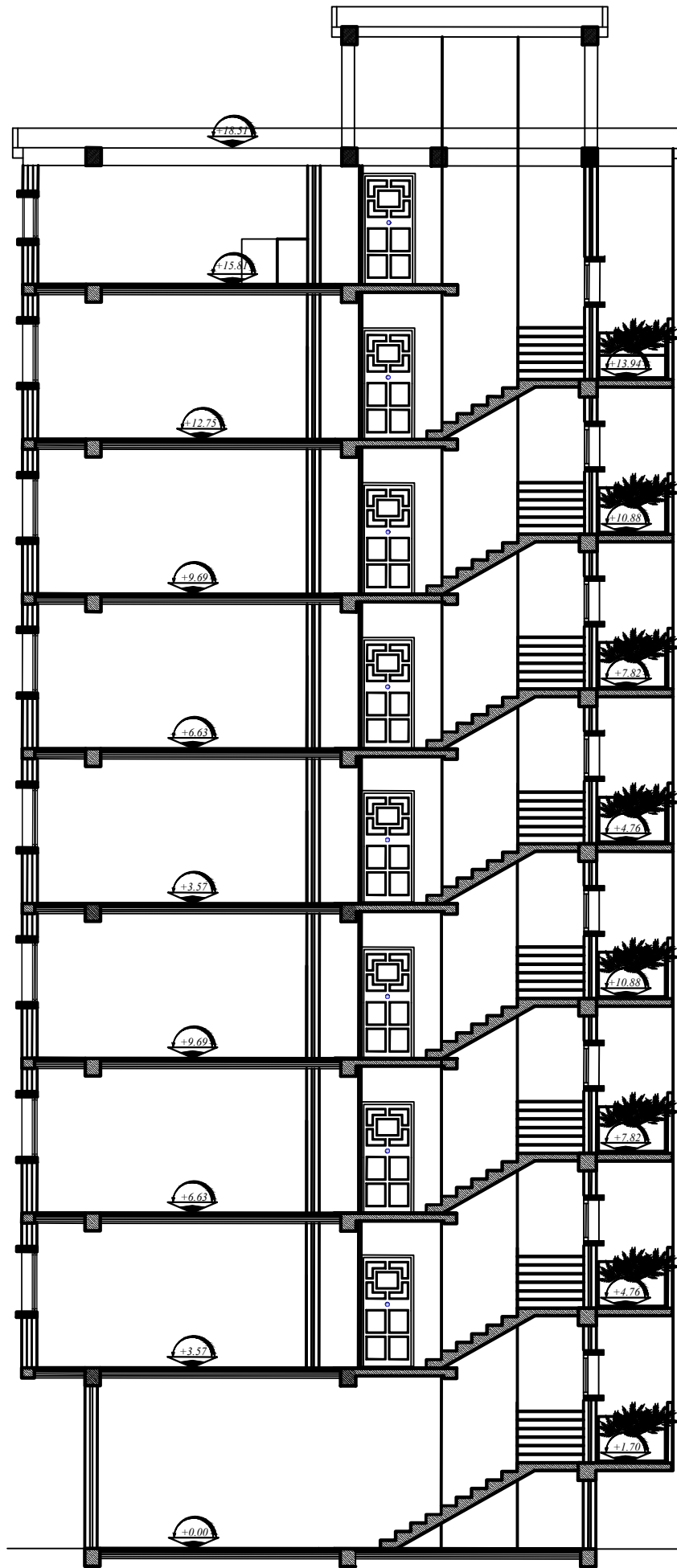
PLAN DE RDC ECH:1/50

4C



4

PLAN D'ETAGE COURANT ECH:1/50



COUPE C-C

ECH:1/50

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils 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.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Toutes ces constatation nous ont amenés à placer le facteur sécurité comme prioritaire, sans oublier le facteur économique qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, de l'optimisation des matériaux de l'implantation de la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, Car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec service et commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages, en cours de réalisation à Tizi Ouzou

**Introduction :**

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et de la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un coût optimal.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- La zone d'implantation.
- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur total du bâtiment).
- Les éléments constructifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

**I.1. Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commerciale à ossature mixte ( portique « poteaux-poutre » et voile en béton armé) .

Cet ouvrage sera implanté à KAHERA dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par les Règles parasismique Algériennes « RPA99 / Version 2003» comme zone de moyenne sismicité (zone II.a )

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : ouvrage d'importance moyenne ,et selon le apport du sol, il sera fondé sur un sol ferme S2 . Ce bâtiment composé de :

- Un RDC à usage commercial ;
- Huit étages courant à usage d'habitation ;
- Une cage d'escalier

**I.2.Caractéristiques géométriques :**

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

En plan :

Longueur totale de bâtiment :  $L= 19.60$

Largeur totale :  $l =12.85$

En élévation :

Hauteur de bâtiment :  $28.05$

Hauteur d'étage courant :  $3.06$

Hauteur du RDC :  $3.57$

### I.3. Différents éléments de l'ouvrage :

**I.3.1. Ossature du bâtiment :** les règles parasismiques algériennes « RPA99 / Version 2003 » préconise, pour toutes structures dépassant une hauteur de 14 mètres en zone II.a, une ossature mixte faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré par deux types :

• **Contreventement par portique :** ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

• **Contreventement par voiles :** composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales
- (Fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
- Ainsi ils minimisent les effets de torsion

### I.3.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes délimitant les étages, ils assurent principalement deux fonctions qui sont :

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :** les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Il y a deux types de planchers:

• **Planchers en corps creux :** constitués de :

- **Poutrelles :** assurant la fonction de portance. La distance entre axes des poutrelles est de 65cm.

- **Les corps creux :** réalisés en béton, ils sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

**-Dalle de compression en béton** : de 4 à 5 cm d'épaisseur. , elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration à retrait .Résister aux efforts des charges
- appliquées sur des surfacesréduites.
- Répartir entre poutrelles voisines les charges localiséesnotamment
- celles descloisons.

Planchers en corps creux ont pour rôle:

- Séparer les différents niveaux.
- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).

- Isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

• **Dalle pleine en béton armé:**

Les dalles pleines ont la forme d'une plaque d'épaisseur qui varie entre 12 à 18 cm. Elles sont utilisées dans la réalisation des salles machines et les escaliers (paliers).

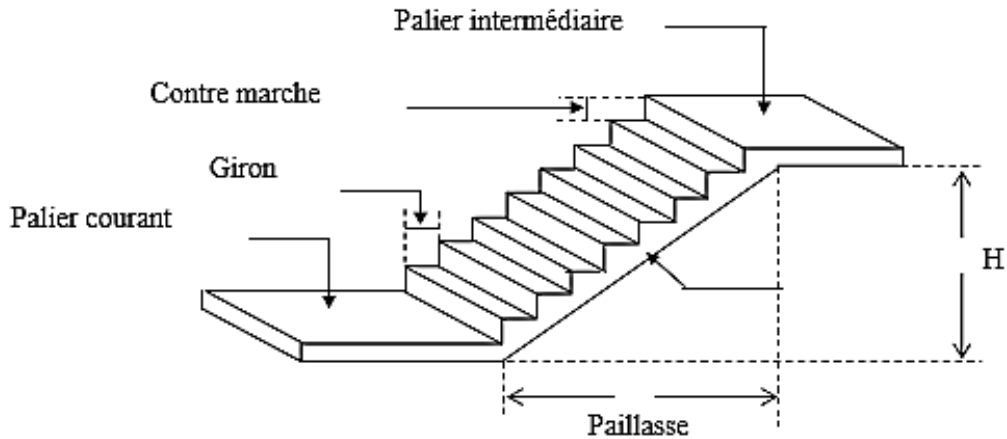
**I .3.3. Les voiles:**

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la

Composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

**I .3.4. Les escaliers:**

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



**Figure I-1** : Principaux termes relatifs à un escalier.

Notre escalier comporte deux volées avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage  
 $L$  : Longueur des marches

$g$  : Largeur des marches

$h$  : Hauteur des marches  
 Palier de départ Palier d'arrivée

Et d'une volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

### I.3.5. Balcons:

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

### I.3.6. Système de coffrage :

Le coffrage est une enceinte provisoire destinée à contenir un matériau de construction (béton) utile pour

Maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement.

On a opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage

Classique en bois pour les portiques, car en effet le coffrage en bois du fait de sa texture et de ses possibilités

D'assemblage, il présente de nombreux avantages dans la facilité d'exécution.

**I.3.7. Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible composé de :

- Une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

**I.3.8. Acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

**I.3.9. Maçonnerie :**

**\*Les murs extérieurs :** seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 15cm et 10cm séparés d'une lame d'air de 5cm. Sa fonction est l'isolation thermique et acoustique.

**\*Les murs intérieurs :** ayant comme principale fonction la séparation des espaces. Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 15cm et 10cm séparés d'une lame d'air de 5cm dans le cas de séparation entre les locaux commerciaux et les logements. Dans le cas de séparation interne des logements, ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**I.3.10. Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Plâtre : pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment : pour les façades extérieures.
- Carrelage : pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement en céramique : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escalier et les plafonds.

**I.3.11.L'infrastructure:**

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

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

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

On distingue trois types de fondations : superficielles, semi profondes ainsi que profondes.

**Remarque :**

*Vu qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposée que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 1.5$  bars*

**I.4. Règlements utilisés et normes de conception :**

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003»
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé«CBA93»

**I.5. Les matériaux :**

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

Notre bâtiment sera réalisé avec le béton et l'acier qui sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

On opte pour la contrainte admissible du sol égale 2,0 MPA.

**I.5.1. Le béton :****Le béton :**

Le béton est un mélange de ciment, sable, granulats, et eau. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient. Dans le cas courant, le béton utilisé est composé de :

- Sable propre 380 à 450 cm<sup>3</sup>
- Gravier 750 à 850cm<sup>3</sup>
- Dosage decimentCPJ325. 325 Kg/m<sup>3</sup>
- Eau de gâchage 150 à 200l/m<sup>3</sup>

**• Remarque importante :**

*Une étude du béton est réalisée par un laboratoire et des essais de convenances établie.*

**a) Résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon

(Art A. 2.1, 11 BAEL 91 modifiées99) comme suit :

$$f_{cj} = \frac{1}{4.46 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{1}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25 Mpa facilement atteinte dans les chantiers

Régulièrement contrôlés

D'où :  $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance a la traction du béton à « J » jour est définie conventionnellement de la résistance

Caractéristique à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ en MPA} \quad \text{Avec } f_{cj} < 60 \text{ mpa} \dots\dots\dots(\text{ Art A.2.1.12 BA})$$

**C) Contrainte limite du béton :**

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

**a- ELU (Etat Limite Ultime):**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), de stabilité de forme (flambement) et surtout de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine del'ouvrage.

- La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formulesuivante:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime en béton

$f_{c28}$  :Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$\gamma_b = 1.5$  en sollicitation durables

$\gamma_b = 1.15$  en sollicitation accidentelles

**Pour des situations durables :  $\gamma_b = 1.5$**

	$\theta = 1$
$f_{bu}$	14.20

**Pour des situations accidentelles :  $\gamma_b = 1.15$**

	$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$
$f_{bu}$	18.48	20.53	21.74

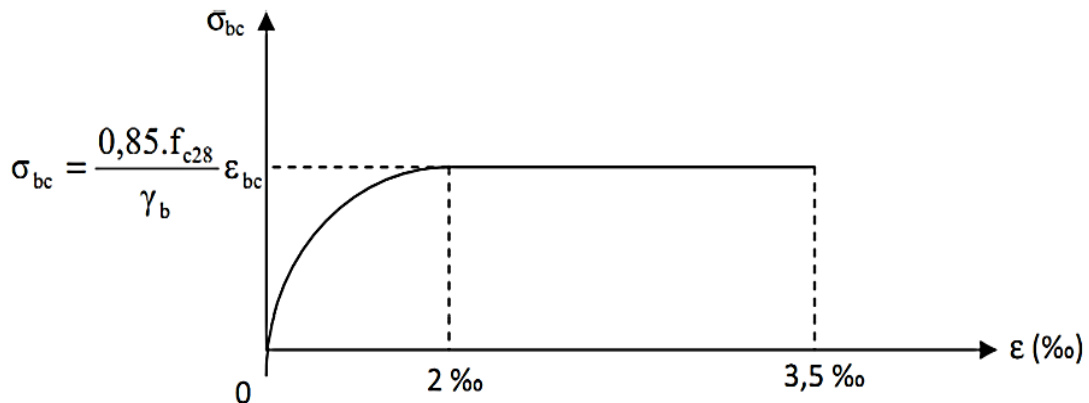
$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application  $t$  du chargement. il est fixé à :

$$\theta = 1 \quad \text{si} \quad t \geq 24\text{h}$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{si} \quad 1\text{h} < t < 24\text{h}$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{si} \quad t \leq 1\text{h}$$

Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :



**Figure I.2.** Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est constitué :

- ✓ D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- ✓ D'une partie rectangle ou  $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$  (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle».

#### **b- ELS (Etat Limite de Service):**

L'état limite de service est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).

#### **c- ELS (Etat Limite de Service):**

L'état limite de service est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression

limitée).

- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

#### d- ELS (Etat Limite de Service):

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

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

#### • La contrainte de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule:

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL91/modifié99, Art.A.4.5.2})$$

$$\text{à 28 jours : } \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ mpa}$$

#### Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

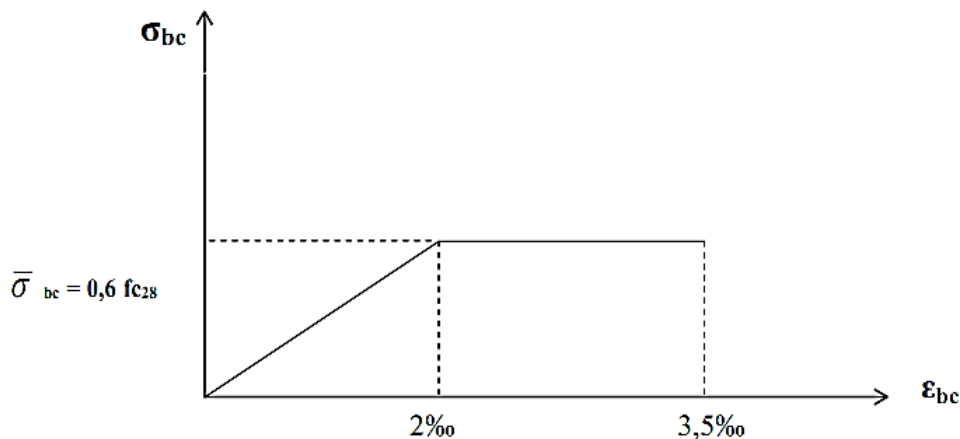


Figure I.3. Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS

La courbe est linéaire car la phase en cet état est toujours élastique.

#### • Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1.1 BAEL) :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$V_u$ : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).  $b$ : largeur de la section cisailée.

$d$ : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Cas de fissuration peu nuisible:**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ MPa}$$

**Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:**

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

**Module d'élasticité:**

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

**1-Module de déformation longitudinale :**

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

**a. Module d'élasticité instantané du béton « Eij »:**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à:

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art A2.1, 21 BAEL)}$$

$f_{cj}$ : la résistance de béton a la compression à j jours.

Pour  $f_{c28}=25[\text{MPa}] \longrightarrow E_{i28}=32164.20[\text{MPa}]$ .

**b. Module d'élasticité différée « Evj »:**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ ( Art A2.1, 22 BAEL )}$$

Pour  $f_{c28}=25[\text{MPa}] \quad E_{vj} = 10818.86 \text{MPa}$

**2\_ Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

Avec :

E : module de Young

$\vartheta$ : *coefficient de poisson*

**i) Coefficient de POISSON :**

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale. Il sera pris égal à :

$\nu = 0$  à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL91).

$\nu = 0.2$  : à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

**j) Fluage de béton:**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées,  $E_V = E_{\infty} = 3.E_i$

**k) Phénomène de retrait:**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \cdot 10^{-4}$  à  $5 \cdot 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

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

- Utiliser des bétons à faible 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.

**Dilatation thermique:**

Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \cdot 10^{-6}$  à  $12 \cdot 10^{-6}$  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 (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation.

**I.6.1-Acier :****a) Généralités:**

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone. Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments faibles, il porte le nom

d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement aux efforts de traction

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après :

Type D'acier	Nomination	Symbole	L' limite d'élasticité Fe Mpa	Allongement relatif à la rupture %	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en barre	<b>Haute adhérence</b>	<b>HA</b>	400	14	1.6	1.5
Acier en treillis	<b>Treillis soudés</b>	<b>TS</b>	550	8	1.3	1

**Tableau I.1.** Caractéristiques des aciers utilisés.

**b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2, 1/ BAEL91modifiées99]**

Tous les aciers quelle que soit leur nuance, ont le même comportement élastique, donc un même module de Young :

$$ES = 2 \cdot 10^5 [\text{Mpa}].$$

c) Etant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément **Coefficient de Poisson des aciers:**

Le coefficient de Poisson (v) pour les aciers est pris égal à 0.3

Avec : E : module de Young

v : Coefficient de poisson

**Les contraintes limites:**

**1-Contrainte limite ultime :**

L'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_{st}$ : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

fe: Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que:

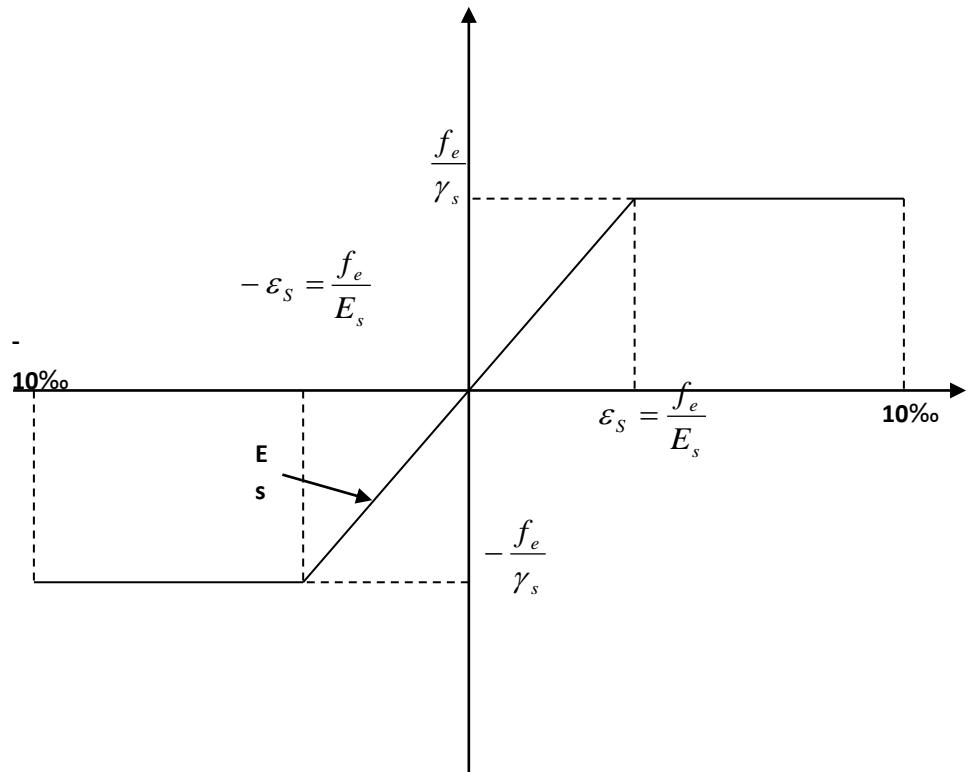


Fig. I.4. Diagramme déformation-contraintes des aciers

- γ<sub>s</sub>= 1,15 en situations courantes.
- γ<sub>s</sub>=1,00 en situations accidentelles
- σ<sub>st</sub>=348 MPa pour les HA. 400

**2- Contrainte limite de service:**

Il est nécessaire de réduire des fissures, pour limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91 (A.4.5.3) on distingue trois cas de fissures :

**Fissuration peu nuisible :(BAEL91/A.5.32) : f<sub>e</sub>=σ<sub>s</sub>**

➤ **Fissuration préjudiciable :(BAEL91/Art4.5.33) :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

η=1,6 .....Pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si Ø ≥6mm

η=1, 3 .....pour les aciers à Haute Adhérence avec Ø <6mm

➤ **Fissuration très préjudiciable (BAEL91/Art.4.5.33) :**

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

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{n} \cdot f_t / 28)$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$  .....pour les HA de diamètre >6mm.

$\eta=1.3$  .....pour les HA de diamètre <6mm.

$\eta=1.0$  .....pour les RL.

**d) Protection des armatures : [Art A.7.1 /BAEL91modifié99]**

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- **C > 5cm** pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C > 3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux).
- **C > 1 cm** pour les parois situées dans les locaux non 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) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

**Conclusion**

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivent on effectuera les calculs et les vérifications.

**Introduction :**

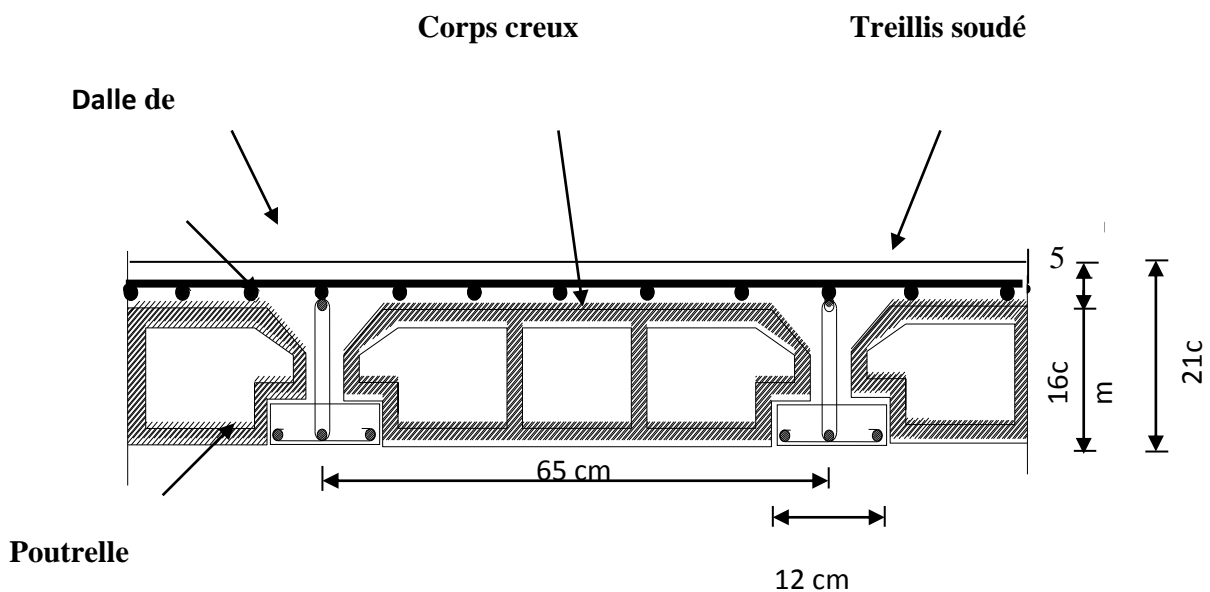
Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

**II.1. Les Planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique :** qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique :** qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.



**Figure II.1:** Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée " $h_t$ " est donnée par :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur du plancher.} \\ L_{\max} : \text{Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 335 - 25 = 310 \text{ cm.}$$

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{310}{22,5} = 13,77 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm pour la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm pour la hauteur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

## II.2. Les Poutres :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre,

$b$  : largeur de la poutre,

$L$  : la portée maximum entre nus d'appuis

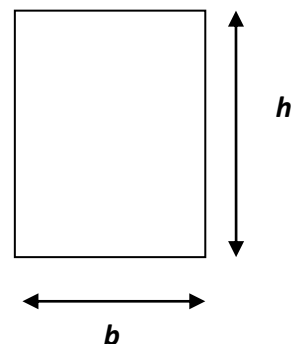


Figure II.2 : Schéma de la poutre

Par ailleurs, le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm}, \\ h \geq 30 \text{ cm}, \\ \frac{h}{b} \leq 4, \end{array} \right\} \text{ (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003)}$$

### II.2.1. Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 495 - 25 = 470 \text{ cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \quad \Rightarrow \quad 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

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

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \quad \Rightarrow \quad 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

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

### II.2.2. Poutres secondaires :

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

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad \Rightarrow \quad 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

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

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

### II.2.3. Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \geq 30cm$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20cm$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	1.16	Vérifiée

**Tableau II.1 :** Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } (30 \times 40)cm^2 . \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 35)cm^2 . \end{array} \right.$$

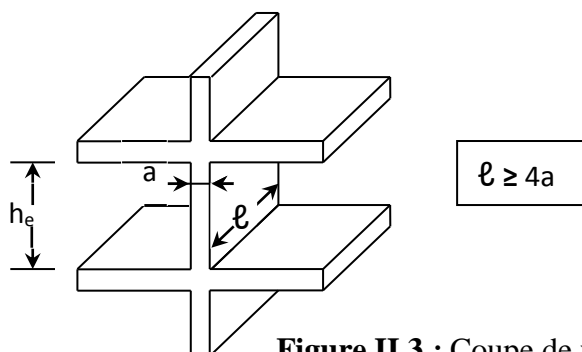
### II.3. Les Voiles :

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

Selon le **RPA 99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :  $\ell \geq 4 a$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \ell : \text{portée min des voiles.} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \end{array} \right.$$



**Figure II.3 :** Coupe de voile en

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

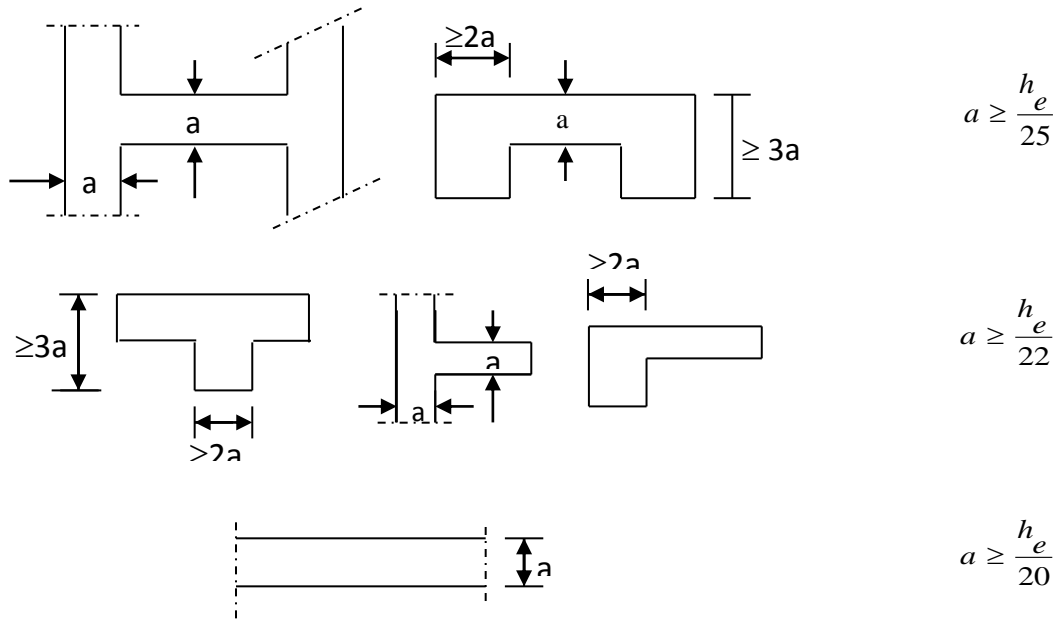


Figure II.4 : Coupes de voiles en plan

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

Dans notre cas, nous avons :

❖ Pour le RDC

$$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm}$$

$$e \geq 16.85 \text{ cm}$$

❖ Pour l'étage

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

$$e \geq 14.3 \text{ cm}$$

$$\text{Finalement : } e = \max(16.85, 14.3) = 16.85 \text{ cm}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles **a = 20 cm**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas  $\ell_{\min} = 100 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**II.4. Les Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec: } (N_s = G + Q).$$

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau,

$S$  : section transversale du poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

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

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

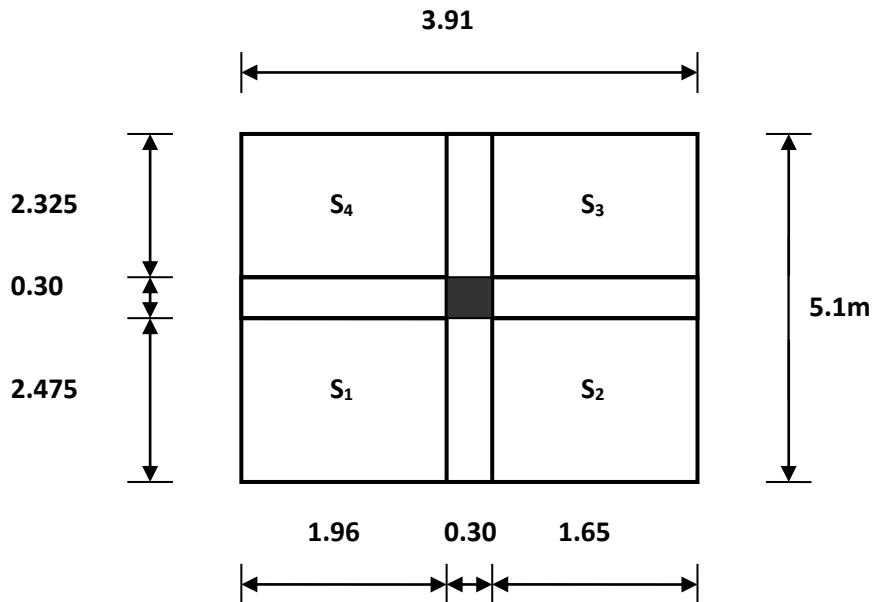
- $Min(b_1, h_1) \geq 25cm$  .....en zone **I** et **IIa**.
- $Min(b_1, h_1) \geq 30cm$  .....en zone **III** et **IIb**.
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

**Remarque :**

L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**II.4.1. Descente de charges :****II.4.1.1. Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité F5:



**Figure II.5 :** Surface d'influence du poteau le plus sollicité

**La surface du plancher revenant aux poteaux****Section nette :**

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$      $S$  : (surface supportée par le poteau le plus sollicité).

✓  $1,96 \times 2,475 = 4,083 \text{ m}^2$

✓  $S_2 = 1,65 \times 2,475 = 4,083 \text{ m}^2$

✓  $S_3 = 1,65 \times 2,325 = 3,836 \text{ m}^2$

✓  $S_4 = 1,96 \times 2,325 = 4,557 \text{ m}^2$

$$S_{nette} = 4,85 + 4,08 + 3,83 + 4,55 = 17,31 \text{ m}^2$$

- **Section brute :**

$$S_{brute} = S_{totale} = 5,1 \times 3,91 = 19,941 \text{ m}^2$$

II.4.1.2. Détermination des charges permanentes et surcharges d’exploitation :

A. Les charges permanentes :

1) Les planchers:

❖ Nous possédons deux types de planchers :

a. Plancher terrasse:

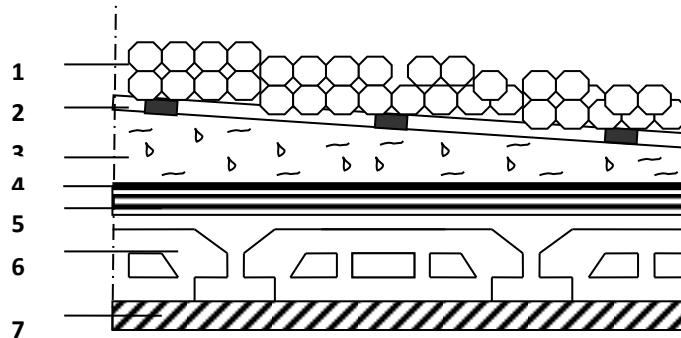


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

❖ Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_t$				<b>5.83</b>

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible.

b. Plancher étage courant :

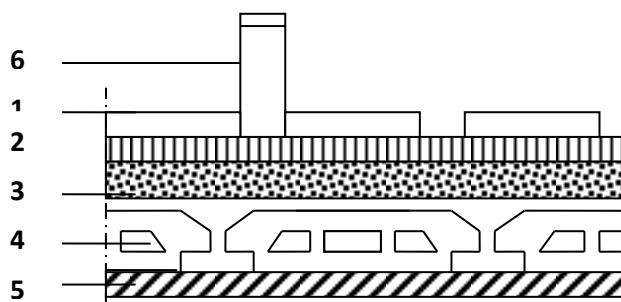


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d’étage courant

❖ Elles se résument dans le tableau suivant :

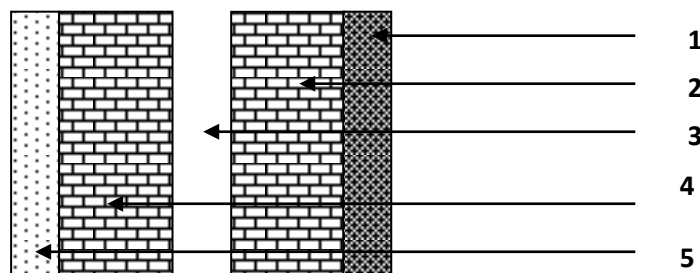
N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale $G_c$				<b>5.56</b>

**Tableau II.3 :** Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

**2) Maçonnerie :**

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

**a. Murs extérieurs :**



**Figure II.8 :** Coupe verticale d'un mur extérieur

❖ Elles se résument dans le tableau suivant :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	0.10	9	.09
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.36
Enduit de plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	$G=2.36$ KN /m <sup>2</sup>		

**Tableau II.4 :** Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

b. Murs intérieurs :

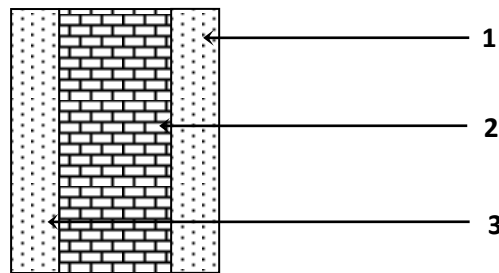


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_{mint}$				<b>1.30</b>

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur

3) Acrotère :

- $h_t = 60 \text{ cm}$ .
- La charge permanente  $G$  est
- $G = \rho \times S \times 1m = 25[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + 0.03 \times 0.1/2] = 1.7125 \text{ KN}$ .

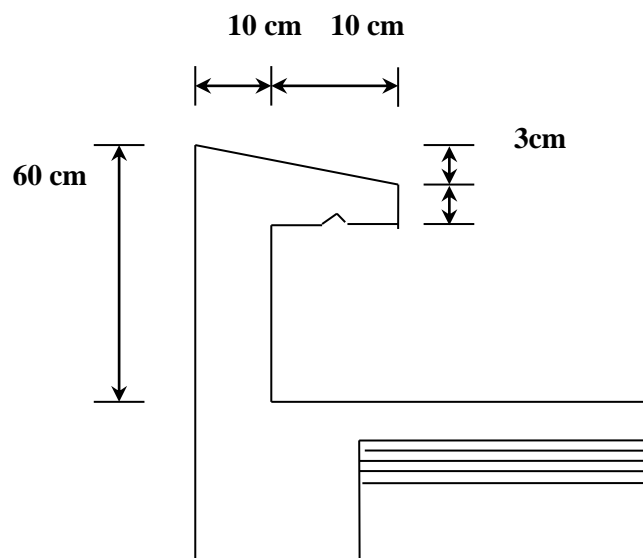


Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère

**B. Surcharges d'exploitation :**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q$ (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

**Tableau II.6 :** Surcharges d'exploitation des différents éléments

**II.4.1.3. Détermination du poids propre des éléments :**

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

**a. Poids propre des planchers :**

Plancher	Surface d'influence (m <sup>2</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )	Charges permanente du plancher $P$ (KN)
	<b>S2</b>	<b>G1</b>	
Terrasse	Plancher Corp. creux	Planche Corp. creux	$P_{terrasse} = (S1 \times G1) = 100.917$
	17.31m <sup>2</sup>	5.83	
Etage courant	Plancher Corp. creux	Planche Corp. Creux	$P_{etagecourant} = (S1 \times G1) = 96.246$
	17.31 m <sup>2</sup>	<b>5.56</b>	

**Tableau II.7 :** Charges permanentes des planchers

**b. Poids propre des poutres :**

Plancher	Charge permanente des poutres $G$ (KN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{pp} + G_{ps}$ (KN)
Poutres principales	$G_{pp} = 25(2.325 + 2.475) \times (0.30 \times 0.40)$	$P_{totale} = 14.4 + 9.47 = \mathbf{23.87 \text{ KN}}$
Poutres secondaires	$G_{ps} = 25(1.65 + 1.96) \times (0.30 \times 0.35)$	

**Tableau II.8 :** Charges permanentes des poutres

**C. Poids propre des poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm en zone IIa. Art.7.4.1.RPA99/2003}$$

**-Poteau d'étage courant +RDC :**

$$P_{p.courant} = (0.25 \times 0.25 \times 2.86) \times 25 = 4.469 \text{ KN}$$

$$P_{RDC} = (0.25 \times 0.25 \times 3.37) \times 25 = 5.267 \text{ KN}$$

**➤ Surcharge d'exploitation :**

$$S_{brutte} = 5.1 \times 3.91 = 19.94 \text{ m}^2$$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- $Q_0 = 1.00 \times 19.94 = 19.94 \text{ KN}$

- **Plancher 1<sup>ème</sup> à 8<sup>ème</sup> étage :**

- $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 19.94 = 29.91 \text{ KN}$

- **Plancher de RDC :**

- $Q_{RDC} = 3.5 \times 19.94 = 69.79 \text{ KN}$

- 

**II.4.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

- **Loi de dégression des charges :**

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

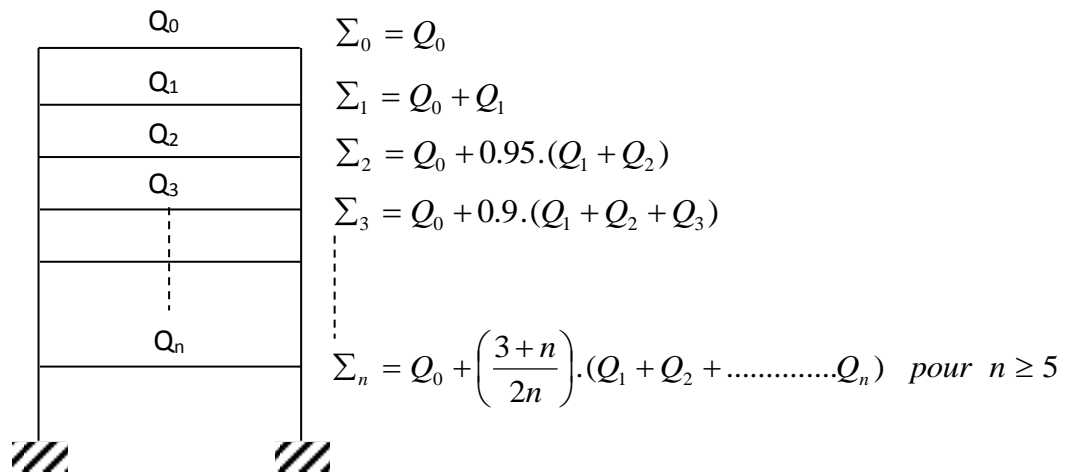


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d’exploitation

▪ Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges

▪ Les surcharges cumulées  $Q_n$  :

Niveaux	Opérations	Résultats KN
Niveau8	$Q_0=1 \times 19.94$	<b>19.94</b>
Niveau7	$Q_0+ Q_1=19.94+29.91$	<b>49.85</b>
Niveau 6	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=19.94+0.95(2 \times 29.91)$	<b>76.76</b>
Niveau5	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 19.94+0.9(3 \times 29.91)$	<b>100.69</b>
Niveau4	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 19.94+0.85(4 \times 29.91)$	<b>121.63</b>
Niveau3	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 19.94+0.8(5 \times 29.91)$	<b>139.58</b>
Niveau2	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=19.94+0.75(6 \times 29.91)$	<b>154.53</b>
Niveau 1	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 19.94+0.71(7 \times 29.91)$	<b>168.59</b>
RDC	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 19.94+0.68(8 \times 29.91)+69.79$	<b>252.44</b>

Tableau II.10 : Dégression des charges d’exploitation

**Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations de RPA

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ KN	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planch es	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_n$		Section trouvée	
									$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
8	100.917	23.87	10.71	135.497	135.497	19.94	19.94	155.437	103.62	35X40
7	96.24	23.87	10.71	130.82	266.317	29.91	49.85	316.167	210.77	35X40
6	96.24	23.87	10.71	130.82	397.137	29.91	79.76	476.897	317.93	35X40
5	96.24	23.87	13.77	133.88	531.017	29.91	109.76	640.777	427.18	40X45
4	96.24	23.87	13.77	133.88	664.897	29.91	139.58	804.477	536.31	40X45
3	96.24	23.87	13.77	133.88	798.777	29.91	169.49	968.267	645.51	40X45
2	96.24	23.87	13.77	133.88	932.657	29.91	199.4	1132.057	754.70	40X45
1	96.24	23.87	13.77	133.88	1066.54	29.91	228.5	1295.037	863.358	40X45
RDC	96.24	23.87	16.06	136.17	1202.71	69.79	298.29	1500.997	1000.66	40X45

Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charge

II.4.2. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35*40	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 40cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 40cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{40} = 0.875 < 4$	Condition vérifiée
40*45	$Min(b, h) \geq 30cm$	$Min(b, h) = 45cm \geq 30cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm \leq 30cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{45} = 0.888 < 4.$	Condition vérifiée

Tableau II.12 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

II.4.3. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations.

A fin d’éviter le risque de flambement des poteaux, l’élancement  $\lambda$  de ceux-ci devra satisfaire

l’équation suivante.  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35. (CB93.ART B.8.4.1)$

Avec :

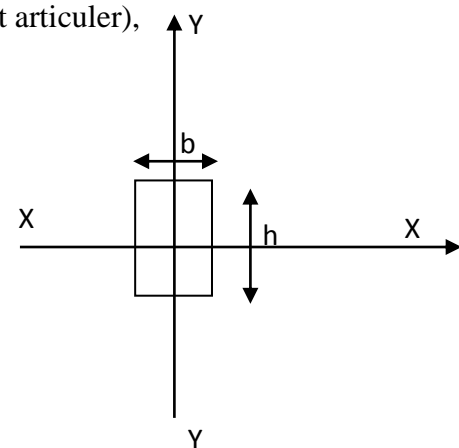
$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) (poteau encastree à la base et articuler),

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ );

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ) ;

$I$  : moment d’inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  ).



D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

Pour RDC ;

- ◆ Poteaux (**40x45**) :  $L_0 = 357 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow \lambda = 19.24 < 35$ .  
Pour 1<sup>er</sup> 2<sup>em</sup> etages
- ◆ Poteaux (**40x45**) :  $L_0 = 306 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow \lambda = 16.49 < 35$ .  
3<sup>em</sup> 4<sup>em</sup> 5<sup>em</sup>
- ◆ Poteaux (**35x40**) :  $L_0 = 306 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$ .  
6<sup>em</sup> 7<sup>em</sup> 8<sup>em</sup>

**Conclusion :**

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

**Introduction :**

Les éléments secondaires, ou les éléments non –structuraux sont des éléments n’ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont :

L’acrotère, les planchers, les consoles, les escaliers.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL (91 modifié 99) et le RPA (version 2003)**.

**III.1. Calcul de l’acrotère**

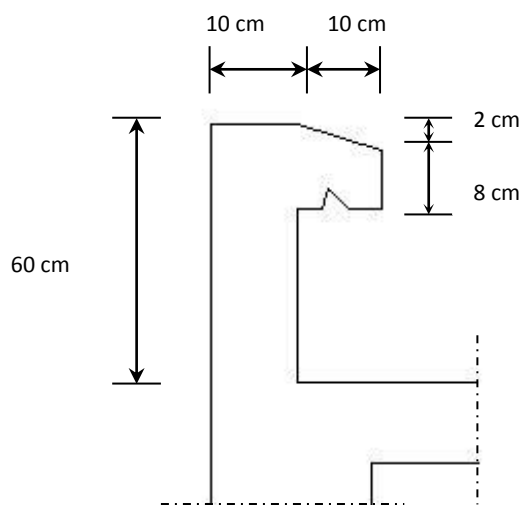
L’acrotère est un élément secondaire entourant la terrasse d’un bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le dernier plancher et réalisé en béton armé, il sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

L’acrotère est sollicité par :

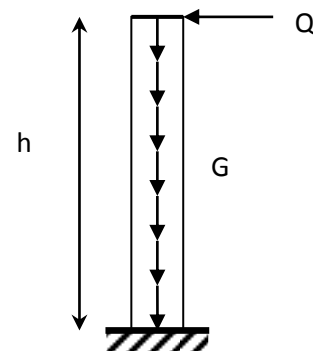
- Un effort normal  $G$  dû à son poids propre.
- Un effort horizontale ( $Q=1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d’encastrement.

Son ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 mètre de largeur.

L’acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l’ELU et sera vérifiée à l’ELS.



**Figure III.1:** Coupe transversale de l’acrotère



**Figure III.2 :** Schéma statique de l’acrotère

**III.1.1. Calcul des sollicitations :****A. Le chargement :**

- Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$ .

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

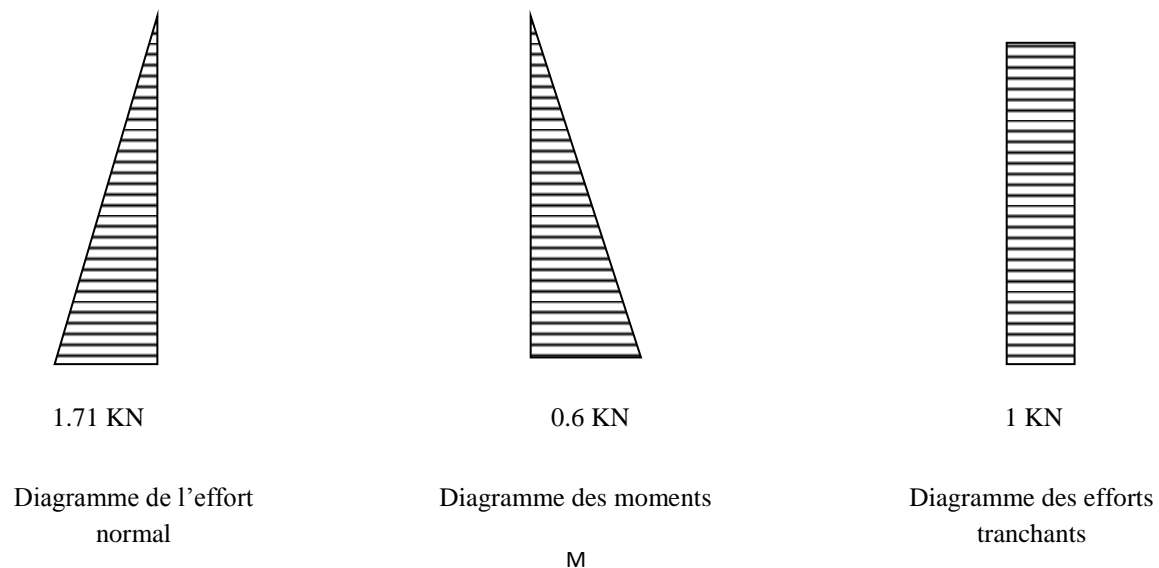
$S$  : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.7125 \text{ KN} / m.$$

- Surcharge d'exploitation horizontal  $Q$  :  $Q = 1 \text{ KN} / m$ .

**B. Calcul des sollicitations :**

- Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$ .
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1ml = 1.7125 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml}$ .

**C. Diagramme des efforts :**

**Figure III.3 :** Diagrammes des efforts

**III.1. 2. Combinaisons de charges :****• A l'ELU :**

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

➤ Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.3118 \text{ KN.}$$

➤ Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

**• A l'ELS :**

La combinaison de charges est :  $G + Q$

➤ Effort normal de compression :

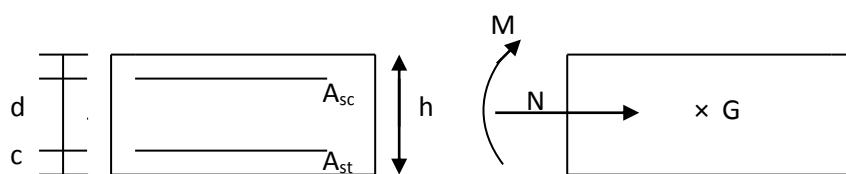
$$N_s = N_G + N_Q = 1.71 \text{ KN.}$$

➤ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

**III.1.3. 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)  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.



**Figure III.4** Schéma statique de calcul de l'acrotère.

h : épaisseur de la section = 10 cm.

b : largeur de la section = 100cm.

C et c' : enrobage = 2 cm.

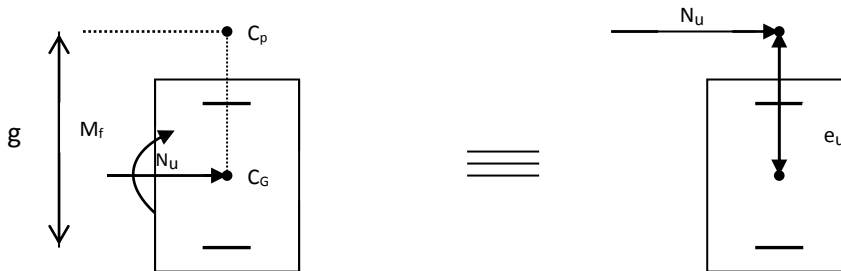
d= h-c : hauteur utile.

$M_f$  : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

• Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{0.9 \times (10)^2}{2.3118} = 38.93 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$



**Figure III.5 :** Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC) .

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  » puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

$$M_f = N_u \times \left( e_u + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right)$$

Avec :

$g$  : Distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.93 + \frac{10}{2} - 2 = 41.93 \text{ cm}.$$

D'où :  $M_f = 2.3118 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$ .

❖ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392. \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

c) **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

**III.1.4. Vérifications à l'ELU:**❖ **Condition de non fragilité du béton : (Art A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :**

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

▪ **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 35.08 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[ \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec un emplacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\gamma_b = 1.5 ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$V_U$  : effort tranchant.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

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

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

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91 modifié 99) :**

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

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ;  $\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence)

$U_i$  : Périmètre utile de la barre i

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

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

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

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm.} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

$$S_t = 30 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$ .

D'où :  $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{mm}$ .  $\Rightarrow$  soit :  $L_s = 30 \text{cm}$ .

**III.1.5. Vérification à L'E L S :**➤ **Etat limites de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91) :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

**A. Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

—————→ Fissuration préjudiciable.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Les aciers} \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{HA : } Q \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les Barres H.A} \end{array}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 266.667; 201.636 \}$$

$$\sigma_{st} = 201.636 \text{MPa}$$

**Calcul  $\beta_1$** 

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.912 \times 8 \times 2.01} = 40.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

**III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA99 version 2003)**

D'après le RPA99 version 2003, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissent sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :  $A = 0.15$  (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2).

$C_p$  : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8.

Dans notre cas  $C_p = 0.8$

$W_n$  : poids de l'acrotère,  $W_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

- ✓ La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.
- ✓ On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

**Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1KN/ml$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

### III.2. Calcul des planchers

#### Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 5) avec une dalle de compression de 5cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

- Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures 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

#### III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/ml.$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

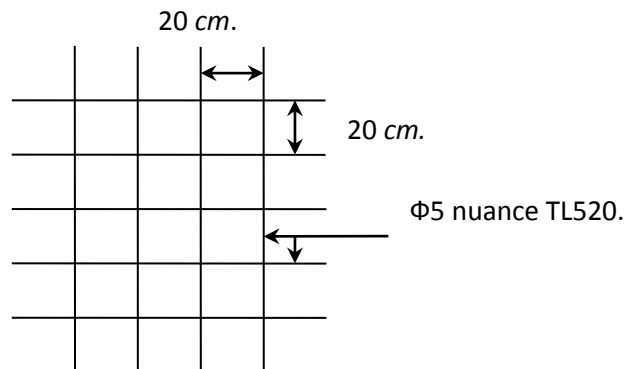
Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_{T5} = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Soit :  $A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$ .



**Figure III.2.1:** Treillis soudés (200×200)

### III.2.2. Etude de la poutrelle :

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

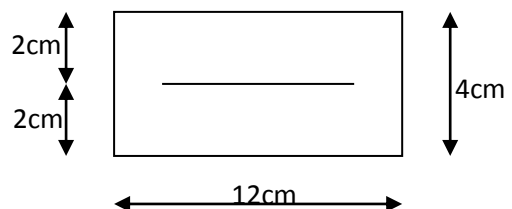
Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

#### III.2.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle :**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$



- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

- Poids totale :

$$G_{tot} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

### 1) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- Combinaison de charges :

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

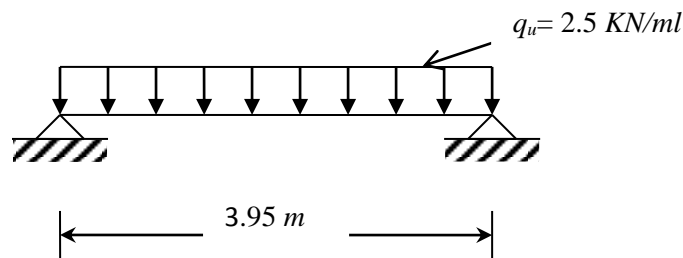


Figure III.2.2 : Schéma de calcul de la poutrelle

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.95)^2}{8} = 4.87 \text{ KN.m.}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.95}{2} = 4.93 \text{ KN}$$

### 1) Ferrailage :

$$b = 12 \text{ cm.} \quad c = 2 \text{ cm} \quad h = 4 \text{ cm} \quad d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4.87 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14.2} = 7.14$$

$\mu_u = 7.14 > \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \Rightarrow$  La section est doublement armée.

### Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

La distance entre fil d'étais est de 190 cm.

### III.2.2.2. Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

#### a) Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91 modifiée 99/A.4.1,3) :

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

#### a) Dimensionnement de la poutrelle :

$h$  : hauteur de la poutrelle (**16+5**)

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression ( **$h_0 = 5$  cm**)

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

$$b_l \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : portée libre entre nus.

$$L = 395 \text{ cm}$$

D'où :

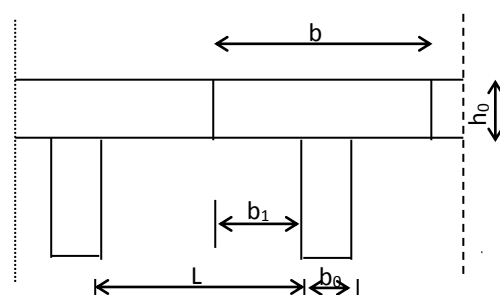


Figure III.2.3 : Dimensions de la poutrelle

$$b_l \leq \min \{39,5; 26,5; 40\}$$

$$b_l = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_l + b_o = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des sollicitations et combinaisons de charge:**

**a) Plant terrasse inaccessible :**

$$G = 5,83 \times 0,65 = 3,789 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$$

$$ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,078 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4,439 \text{ KN/ml}$$

**b) Plancher étage courant à usage habitation :**

$$G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

$$ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,341 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4,589 \text{ KN/ml}$$

**c) Plancher RDC à usage commercial :**

$$G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml.}$$

$$ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,291 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 5,889 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage commercial(RDC)

**d) Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivant:

a) Méthode forfaitaire.

b) Méthode de Caquot.

c) Méthode des trois moments.

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

❖ **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 à usage d'habitation, bureaux et de service.

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le BAEL91, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

**a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :**

- **1<sup>ère</sup> condition:**

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

$$Q = 2.275 \text{ KN} < \max \{2G = 7.228 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **2<sup>ème</sup> condition:**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

- **3<sup>ème</sup> condition:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

- **4<sup>ème</sup> condition:**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\forall i : \frac{L_i}{L_{i+1}}$$

$$\frac{320}{310} = 1.032$$

$$\frac{310}{220} = 1.409$$

$$\frac{220}{395} = 0.556$$

$$\frac{395}{330} = 1.196$$

$$\frac{330}{330} = 1$$

$\Rightarrow$  **Condition non vérifiée**

La méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée  $\Rightarrow$  donc on utilise la méthode Des trois moments.

**III.2.3.Méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastresments aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur L=0. Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

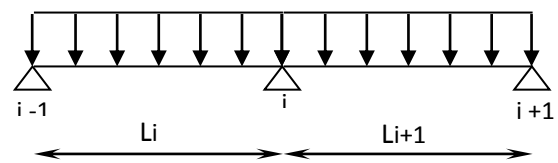
**Présentation de la méthode des trois moments :**

▪ Moment aux appuis :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -6E(W_i^g + W_i^d) \dots\dots\dots(1)$$

Avec :  $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$



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

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

▪ Moment en travées :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

$M(X)$  prend la valeur maximale quand  $T(X) = 0$  c'est-à-dire

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

▪ Efforts tranchants :

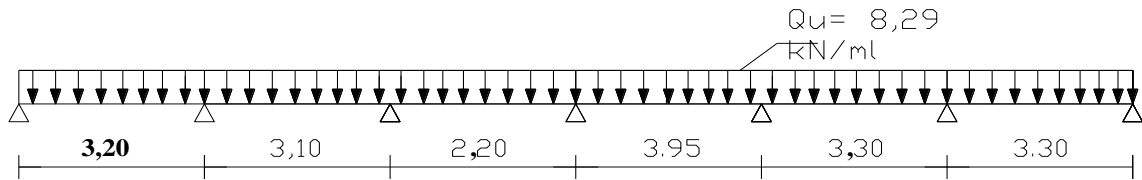
$$T(X) = \frac{d M(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

**Calcul des efforts :**

a) Combinaison de charge: (RDC)

ELU :  $q_u = 8.29 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = 5.88 \text{ KN/ml}$



De l'équation (1) nous avons le système d'équation suivante :

a) Calcul des moments aux appuis:

Pour  $n=0$  :  $6.4M_1 + 3.2M_2 = -67.911$ ..... (1)

Pour  $n=1$  :  $3.2M_1 + 12.6M_3 + 3.1M_4 = -129.65$ ..... (2)

Pour  $n=2$  :  $3.1M_2 + 10.6M_3 + 2.2M_4 = -83.809$ ..... (3)

Pour  $n=3$  :  $2.2M_3 + 12.3M_4 + 3.95M_5 = -149.79$ ..... (4)

Pour  $n=4$  :  $3.95M_4 + 14.5M_5 + 3.3M_6 = -202.20$ ..... (5)

Pour  $n=5$  :  $3.3 M_5 + 13.2 M_6 + 3.3M_7 = -148.95$ ..... (6)

Pour  $n=6$  :  $3.3 M_6 + 6.6M_7 = -74.47$ ..... (7)

La résolution du système nous donne :

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -6.82 \text{ KN.ml}$                        $M_2 = -7.58 \text{ KN.ml}$                        $M_3 = -3.99 \text{ KN.ml}$

$M_4 = -8.20 \text{ KN.ml}$                        $M_5 = -10.17 \text{ KN.ml}$                        $M_6 = -6.77 \text{ KN.ml}$

$M_7 = -7.90 \text{ KN.ml}$

**Calcul des moments en travée:**

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui "i" est donné par la relation suivant :

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

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

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées

Calcul des moments en travée							
Travées	L	q	x	$M_i$	$M_{i+1}$	U(x)	M
1-2	3.20	8.29	1.57	-6.82	-7.58	10.61	3.42
2-3	3.10	8.29	1.69	-7.58	-3.99	9.88	4.26
3-4	2.20	8.29	0.87	-3.99	-8.20	4.79	-0.86
4-5	3.95	8.29	1.91	-8.20	-10.17	16.15	7.00
5-6	3.30	8.29	1.77	-10.17	-6.77	11.22	2.88
6-7	3.30	8.29	1.61	-6.77	-7.90	11.28	3.96

**Tableau III.2.1 :** Calcul des moments en travées

**Remarque:**

Les moments calculés par la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

**Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:**

**On aura aux appuis les résultats suivants:**

$$M_1 = -4.55 \text{ KN.m} \quad M_2 = -5.05 \text{ KN.m} \quad M_3 = -2.66 \text{ KN.m} \quad M_4 = -5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -6.78 \text{ KN.m} \quad M_6 = -4.51 \text{ KN.m} \quad M_7 = -5.27 \text{ KN.m}$$

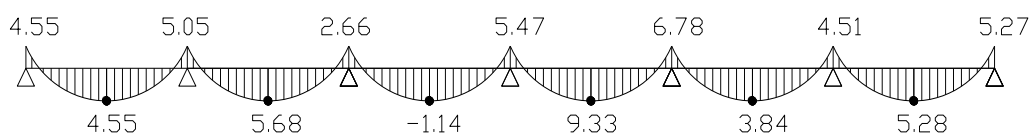
**-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée :**

**On aura en travée les résultats suivants:**

$$M_{t1} = 4.55 \text{ KN.m} \quad M_{t2} = 5.68 \text{ KN.m} \quad M_{t3} = -1.14 \text{ KN.m} \quad M_{t4} = 9.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 3.84 \text{ KN.m} \quad M_{t6} = 5.28 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :**



**Figure III.2.4:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

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

Efforts tranchants						
Travées	L	q	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V(x) KN	
					X=0	X=L
1-2	3.20	8.29	-4.55	-5.05	13.11	-13.42
2-3	3.10	8.29	-5.05	-2.66	13.62	-12.08
3-4	2.20	8.29	-2.66	-5.47	7.84	-10.39
4-5	3.95	8.29	-5.47	-6.78	16.04	-16.71
5-6	3.30	8.29	-6.78	-4.51	14.37	-12.99
6-7	3.30	8.29	-4.51	-5.27	13.45	-13.91

Tableau III.2.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

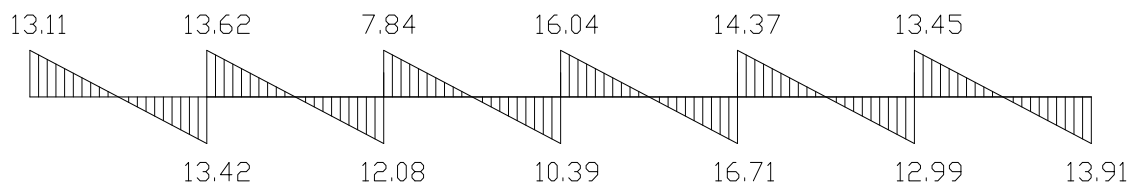


Figure III.2.5: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

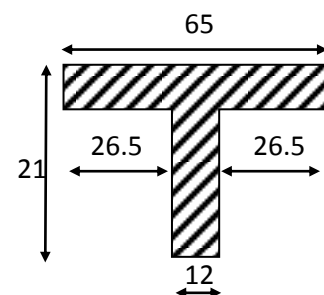
### III.2.4.Ferrailage des poutrelles:

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :

Position de l'axe neutre:

Si :  $M_T > M_0$  → l'axe neutre est dans la nervure.

Si :  $M_T < M_0$  → l'axe neutre est dans la table de compression.



Pour le ferrailage on choisit le plancher RDC (on à ici le moment max) :

Calcul de :

➤ En travées :

$$M_{\max} = 9,33 \text{ kN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

Avec :  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,05/2)$$

$$M_0 = 71,53 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

Donc on calcul une section rectangulaire de section  $b=65 \text{ cm}$  et  $h=21 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,33 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,33 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,51 \text{ cm}^2$$

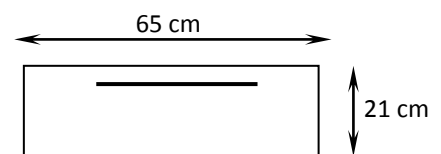
Soit :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

$$M_{\max} = 6,78 \text{ kN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 21 \text{ cm}$ .



$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.78 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,12 < \mu_R = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,12 \rightarrow \beta = 0,936 \mu$$

$$A_a = \frac{M_{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.78 \times 10^3}{0,936 \times 18 \times 348} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

### b- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\max} \right\} = \min \left\{ \frac{21}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right\} = 0,6 \text{ cm}$$

$\phi_{1\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

h: hauteur du plancher

$b_0$  : largeur de lame

$$\text{Soit } \phi_t = 8\text{mm} \longrightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

### III.2.5.Vérification à l'ELU:

#### a) Vérification de la condition de non fragilité:

On doit vérifier que  $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

- **En travée:**  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée
- **Aux appuis:**  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

#### b) Vérification au cisaillement :(Art A.5.1 ,1 BAEL91 mod99)

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

$\psi_s = 1,5$  pour les haute adhérence

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,04 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

### c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \Psi_s \times f_{t28}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Psi : \text{ Coefficient de scellement. } = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).} \\ \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$  Somme de périmètres utiles des barres

$$\text{Avec } \sum u_i = n \pi \varnothing.$$

**n** : Nombre e barres

➤ *En travée*

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{16,71 \times 10^3}{0,9 \times 113,04 \times 180} = 0,91 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifié}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sum u_i = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{16,04 \times 10^3}{0,9 \times 75,36 \times 180} = 1,31 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,31 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifié}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99):**

$$St_1 \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend :  $St=16 \text{ cm}$

**e) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99):**

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

**Avec :  $\tau_{su} = 0.6\alpha_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$**

AN:

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale 0,4  $l_s$  pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4l_s = 0,4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$$

Avec :  $L_a$  : Longueur hors crochets normaux adoptés

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

- **Appuis de rive :** On doit vérifier que

$$\frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,8 \frac{25}{1,5}$$

**Avec :  $T \leq 0.36 \frac{f_{c18} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0.36 \times 25 \times 12 \times 18}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$**

$T_{max} = 16.71 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN}$  Condition vérifiée

- **Appuis intermédiaires : (BAEL91/ Art 5.1,21)**

$$A_{st} \geq A_{min} = \left( T_u^{max} - \frac{M^{max}}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{min} = \left( 16.04 - \frac{9.33}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.119 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = -0.119 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée, Les armatures calculées Sont suffisants

**III.2.6. Calcul à L'ELS:**❖ **Combinaison des charges:**

**ELS :**  $q_s = G + Q = 3.614 + 2.275 = 5.889 \text{ KN/ml}$

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 3.614 + 1.5 \cdot 2.275 = 8.291 \text{ kn/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.889}{8.291} = 0.710 \rightarrow M_s = 0.710 M_u$$

❖ **Calcul des moments fléchissant:**

**Les moments aux appuis:**

$$M_1 = -3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3.58 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -3.74 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travées :**

$$M_{t1-2} = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = 4.03 \text{ KN.m}$$

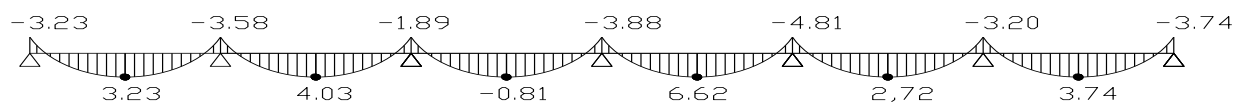
$$M_{t3-4} = -0.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5-6} = 2.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 3.74 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments fléchissant à l'EUS :**



**Figure III.2.6:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants :

Efforts tranchants						
Travées	L	q	$M_i$	$M_{i+1}$	V(x) KN	
					X=0	X=L
1-2	3.20	5.88	-3.23	-3.58	9.30	-9.52
2-3	3.10	5.88	-3.58	-1.81	9.66	-8.57
3-4	2.20	5.88	-1.89	-3.88	5.56	-7.37
4-5	3.95	5.88	-3.88	-4.81	11.38	-11.85
5-6	3.30	5.88	-4.81	-3.20	10.19	-9.21
6-7	3.30	5.88	-3.20	-3.74	5.54	-9.86
7-8	0.00	5.88	-3.74	0.00	0.00	0.00
8-9	0.00	5.88	0.00	0.00	0.00	0.00
9-10	0.00	5.88	0.00	0.00	0.00	0.00
10-11	0.00	5.88	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Diagramme des efforts tranchants à l'ELS :

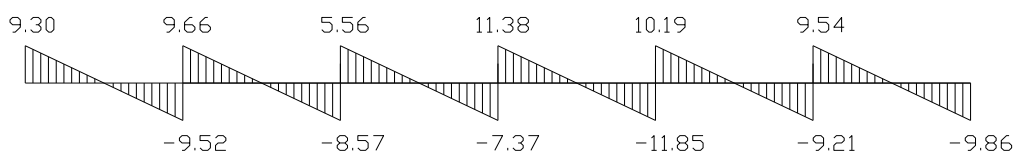


Figure III.2.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.7.Vérification à l'ELS:

a) Vérification des contraintes:

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers:

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

▪ Aux appuis:

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

Avec :  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2$ ;  $M_a^{max} = 4.81 \text{ KN.m}$

$$\beta \text{ Est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K = 20,21 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec  $M_a^s = 4.81 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4.81 \times 10^3}{0,898 \times 18 \times 2,26} = 131.67 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{131.67}{20,21} = 6.515 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.515 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

▪ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,877 \\ K = 15,67 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec :  $M_t^s = 6,62 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{6,62 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 3,39} = 123.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{123.70}{15,67} = 7.89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.89 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable

$\Rightarrow$  Aucune vérification n'est nécessaire

**C) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée99) :**

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{M_t^s}{15M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e}$$

Avec:

h: hauteur totale de la section 21cm

l :portée libre maximale.

$M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

$A_s$  : section des armatures.

$b_0$  : largeur de la nervure.

d: hauteur utile de la section droite.

**AN :**

$$\triangleright \frac{h}{l} = \frac{21}{320} = 0.065 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{h}{l} = \frac{21}{320} = 0.0656 \leq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6.62}{15 \times 3.23} = 0.136 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

**❖ Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s \times I^2}{10E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

Avec :

$M_s$  : moment fléchissant maximal.

f : la flèche admissible.

$E_v$  : Module de la déformation différé  $E_v$

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{l_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieure  $s_{xx}'$  :

$$S_{xx}' = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) = 4223.8 \text{ cm}^2$$

Air de la section homogénéisée  $B_0$  : .74

$A_t$  : section d'armature tendues.

$$B_0 : B + nA = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = (12 \times 21) + (65 - 12) \times 5 + (15 \times 3.39) = 567.85 \text{ cm}^2$$

▪ **Position du centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{S_{xx}'}{B_0} = \frac{4223.8}{567.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 21 - 7.44 = 13.56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée /G

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_t (v_2 - c)^2$$

D'ou:

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 13.56^3) + (65 - 12) \times 5 \left[ \frac{5^2}{12} + \left( 7.44 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (13.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 25434.93 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul des coefficients:**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \rightarrow \beta_1 = 0.978$$

$\rho$ : Le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de nervure (pourcentage d'armatures)

Aussi :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.62 \times 10^6}{0.978 \times 180 \times 339} = 110,929 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right)$$

AN :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 110.929 + 2.1}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0.39; 0) = 0.39$$

Et :

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 1.1 \times \frac{25434.93}{1 + 1.028 \times 0.39} = 19971.46$$

Au final :

$$f_{v=} \frac{M_s \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{6.62 \times 10^5 \times 395^2}{10 \times 10818,865 \times 19971.46 \times 10^2} = 0.478 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

**Le ferrailage retenu pour la poutrelle est suivant :**

➤ **Les armatures transversales :**

En travée : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>

Aux appuis : 2HA12=2.26cm<sup>2</sup>

➤ **Les armatures transversales :**

Etrier: 2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>; St=15 cm

### III.3. Calcul des balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine.

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

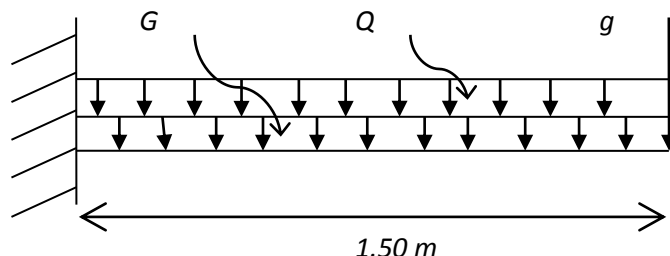


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

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

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

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

#### III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm

#### III.3.2. Détermination des sollicitations :

##### A. Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

Éléments		Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine		25 × 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22 × 0.02	0.44
	Mortier de pose	22 × 0.02	0.44
	Couche de sable	18 × 0.02	0.36
	Enduite ciment	18 × 0.02	0.36
Somme (G)			<b>5.35</b>

Tableau III.3.1: Charges permanentes du balcon

- Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

Eléments	Charges permanentes ( $KN/m^2$ )	Résultats ( $KN/m^2$ )
Brique	$9 \times 0.10$	0.90
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		<b>1.62</b>

**Tableau III.3.2:** Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

### B. Combinaisons de charges :

#### - A l'ELU :

##### ➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Le garde-corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

#### - A l'ELS :

##### ➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN}$$

##### ➤ Le garde-corps :

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

### III.3.3. Calcul des moments fléchissant :

#### - A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.47 \times (1.5)^2}{2} + 2.187 \times 1.5 = 17.31 \text{ KN.m}$$

#### A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times (1.5)^2}{2} + 1.62 \times 1.5 = 12.38 \text{ KN.m}$$

**III.3.4. Ferrailage :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.31 \times 10^3}{0.963 \times 13 \times 348} = 3.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** =  $5.65 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10** =  $3.93 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.3.5. Vérifications à l'ELU :**

- **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

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

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12.47 \times 1.5) + 2.187 = 20.892 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{20.892 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{20.892 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)**

• **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min \{ 3 ; 33 \} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 33 \text{ cm} < \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.3.6. Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.50 \end{array} \right. \quad \rho_1 = 0.43$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers**

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

$$\sigma_{st} = \frac{12.38 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 187.48 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton : [BAEL 91 /ART A.4.5.2]**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{187.48}{34.5} = 5.43$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{C.V}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow$  condition vérifié
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_S}{10M_0} = \frac{12.38}{10 \times 17.31} = 0.071 \Rightarrow$  condition vérifié
- $\frac{A}{db} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  condition vérifié

**Conclusion**

Les balcons seront ferrailés comme suit :

➤ **Armatures principales :**

5HA12 = 5.65cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm

➤ **Armatures de répartition**

5HA10 = 3.93cm<sup>2</sup> avec  $S_r = 25\text{cm}$ .

### III.4. Calcul de l'escalier

#### III.4.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

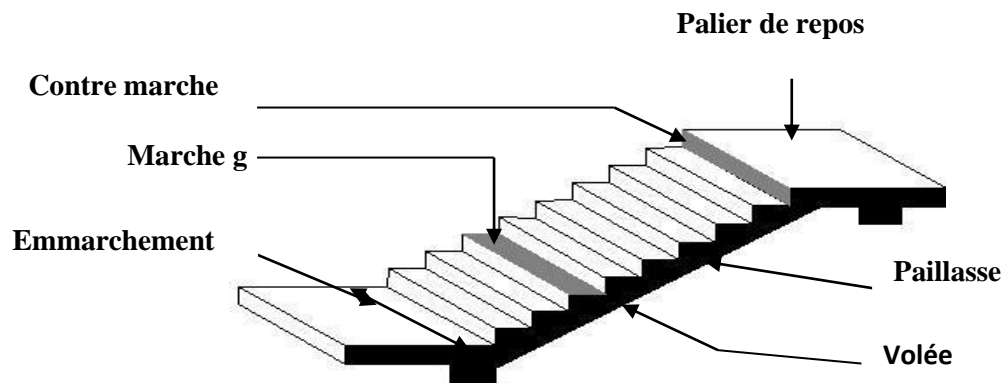


Figure III.4.1 : Principaux termes relatifs à un escalier

#### III.4.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **Contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre-marches successives ;  $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$ .
- **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contres-marches.

- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être :  $L \geq 120 \text{ cm}$ . Ou  $L \geq 3g$ .

Le rapport ( $r = h/g$ ) est appelé raideur de l'escalier.

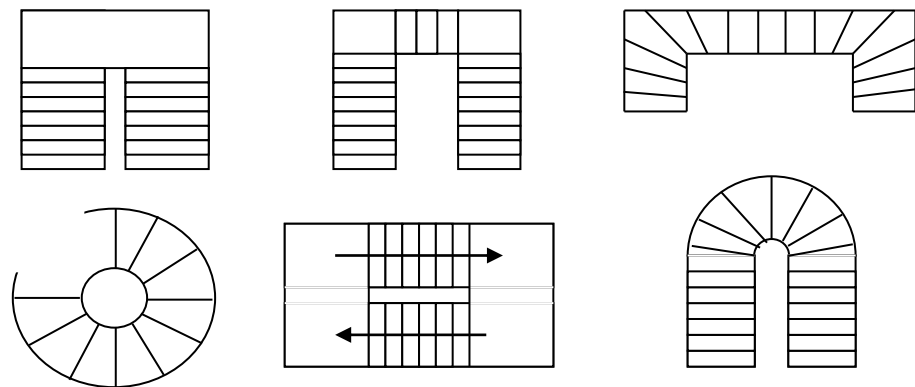
### III.4.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

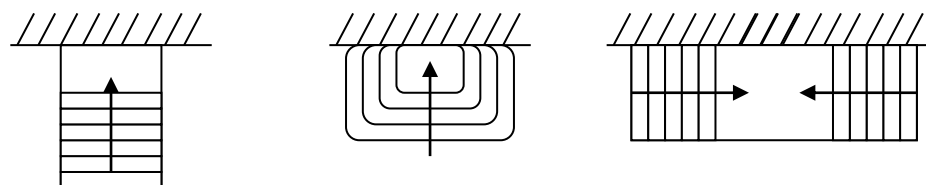
- À cartier tournants ;
- À palier intermédiaire ;
- À la Française (limon apparent sur le côté) ;
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.4.2.a** donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.4.3.b** donne quelques exemples :



**Fig III.4.2.a**



**Fig**

**Figure III.4.2:** Différents types d'escaliers

**III.4.4. Pré dimensionnement de l'escalier :**

Notre ouvrage comporte une cage d'escalier à trois volées avec deux paliers de repos.

➤ **Pré-dimensionnement :**

• **Marches et contre marches :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59cm \leq 2h + g \leq 66cm.$$

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes :  $15cm \leq h \leq 18cm.$

$$29cm \leq g \leq 34cm.$$

La ligne de foulée ( $L'$ ) représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

• **Application :**

Dans notre cas

$$H=3.06 \text{ m.}$$

$$\text{Soient : } h = 17 \text{ cm.}$$

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

$$\text{On aura donc : } n = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ contre marches.}$$

Comme les étages comportent 3 volées, on optera pour la répartition suivante :

- la 1<sup>ère</sup> volée aura 7 contre marches et donc 6 marches.
- La 2<sup>ème</sup> volée (volée intermédiaire) aura 5 contre marches et donc 4 marches.
- la 3<sup>ème</sup> volée aura 6 contre marches et donc 5 marches

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64cm.$$

On remarque bien que  $59cm \leq 2h + g \leq 66cm.$   $\rightleftarrows$  La condition est vérifiée.

## III.4.5. Etude de la première volée :

- Schéma statique :

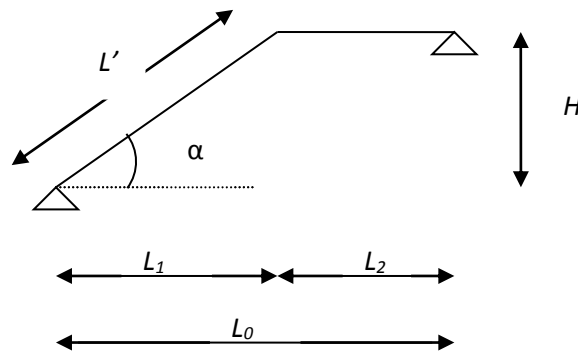


Figure III.4.3: Schéma statique de la première volée d'étage

- Epaisseur de la pailleasse et du palier :

L'épaisseur de la pailleasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

$L$  : longueur réelle de la pailleasse et du palier :  $L = L' + L_2$ .

**Calcul de  $L'$  :**

Soient :

$H$  : hauteur de la volée :  $H = n \times h = 7 \times 0.17 = 1.19m$ .

$L_1$  : longueur de la pailleasse projetée :  $L_1 = (n-1)g = (7-1) \times 0.30 = 1.80m$ .

$L_2$  : longueur (profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 3.20 - 1.80 = 1.40m$ .

$L_2$  : longueur (profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 3.20 - 1.80 = 1.40m$ .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.19}{1.80} = 0.6611 \Rightarrow \alpha \approx 33.47^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.834$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{1.80}{0.834} = 215.78cm.$$

$$\Rightarrow L = 215.78 + 140 = 355.78cm$$

$$\text{D'où : } \frac{355.78}{30} \leq e_p \leq \frac{355.78}{20} \Rightarrow 11.86cm \leq e_p \leq 17.79cm.$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 15cm$ .

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

## III.4.5.1. Détermination des sollicitations de calcul

## 1) Détermination des charges et surcharges :

- a. Charges permanentes :
- Poids des revêtements :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
- Poids propre du garde-corps	0.2
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_r = 1.77</math></b>

Tableau III.4.1.: Poids des revêtements

- Le palier :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_l = 5.52</math></b>

Tableau III.4.2 : Charge totale du palier

- La volée :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.49$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_2 = 8.39</math></b>

Tableau III.4.3: Charge totale de la volée

- a. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

- b. Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

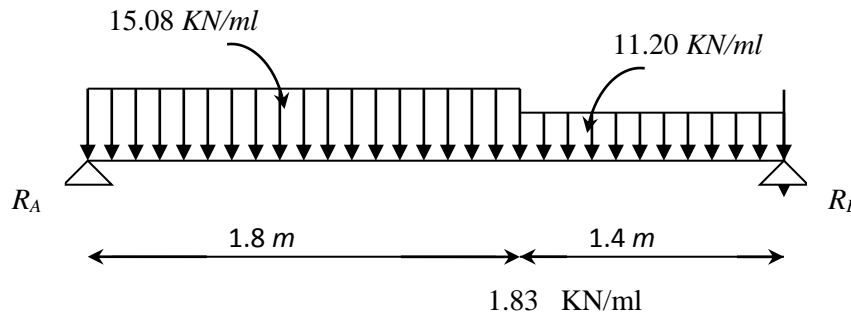
$$\text{Palier : } q_u = (1.35 \times 5.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.20 \text{ KN / ml.}$$

Volée :  $q_u = (1.35 \times 8.39 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.08 \text{ KN/ml}$ .

Mur :  $q_u = 1.35 \times 1.352 = 1.83 \text{ KN/ml}$

**III.4.5.2. Calculs à l'ELU :**

1.83 KN/ml



**Figure III.4.4. :** Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU

• **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = (15.08 \times 1.80) + (11.20 \times 1.40) + 1.83$$

$$R_A + R_B = 44.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 ;$$

$$-R_B \times 3.2 + 15.08 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} + 11.20 \times 1.40 \times \left(1.8 + \frac{1.40}{2}\right) + 1.83 \times 3.2 = 0$$

$$R_B = 21.714 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.935 \text{ KN}$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :**

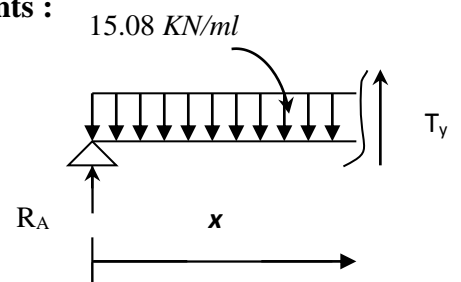
✓ **Efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8m$**

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 15.08x - 22.93.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -22.93 \text{ KN}$$

$$x = 1.8m \Rightarrow T_y(1.8) = 4.2 \text{ KN}$$

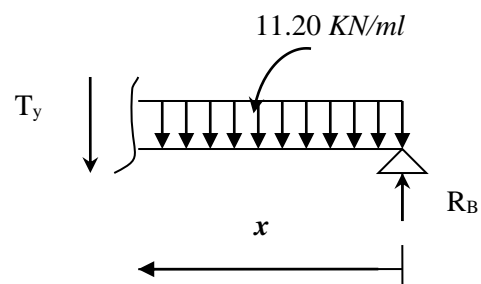


➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.4m$**

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 21.71 - 11.2x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 21.71 \text{ KN}$$

$$x = 1.4m \Rightarrow T_y(1.4) = 6.03 \text{ KN}$$



## ✓ Moments fléchissants :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8m$ 

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 22.93x - 15.08 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

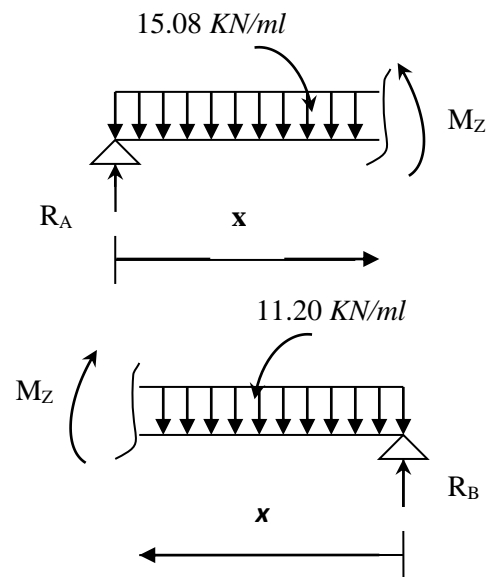
$$x = 1.8m \Rightarrow M(1.8) = 16.85 \text{ KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.4m$ 

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 21.71x - 11.20 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.4m \Rightarrow M(1.4) = 19.41 \text{ KN.m}$$



## ✓ Moment maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 15.08x + 22.93$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.52m$$

$$M_z(1.52) = 22.93 \times 1.52 - 15.08 \times \frac{(1.52)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 17.43 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (17.43) = -5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (17.43) = 14.82 \text{ KN.m}$$

a. Diagrammes des efforts internes :

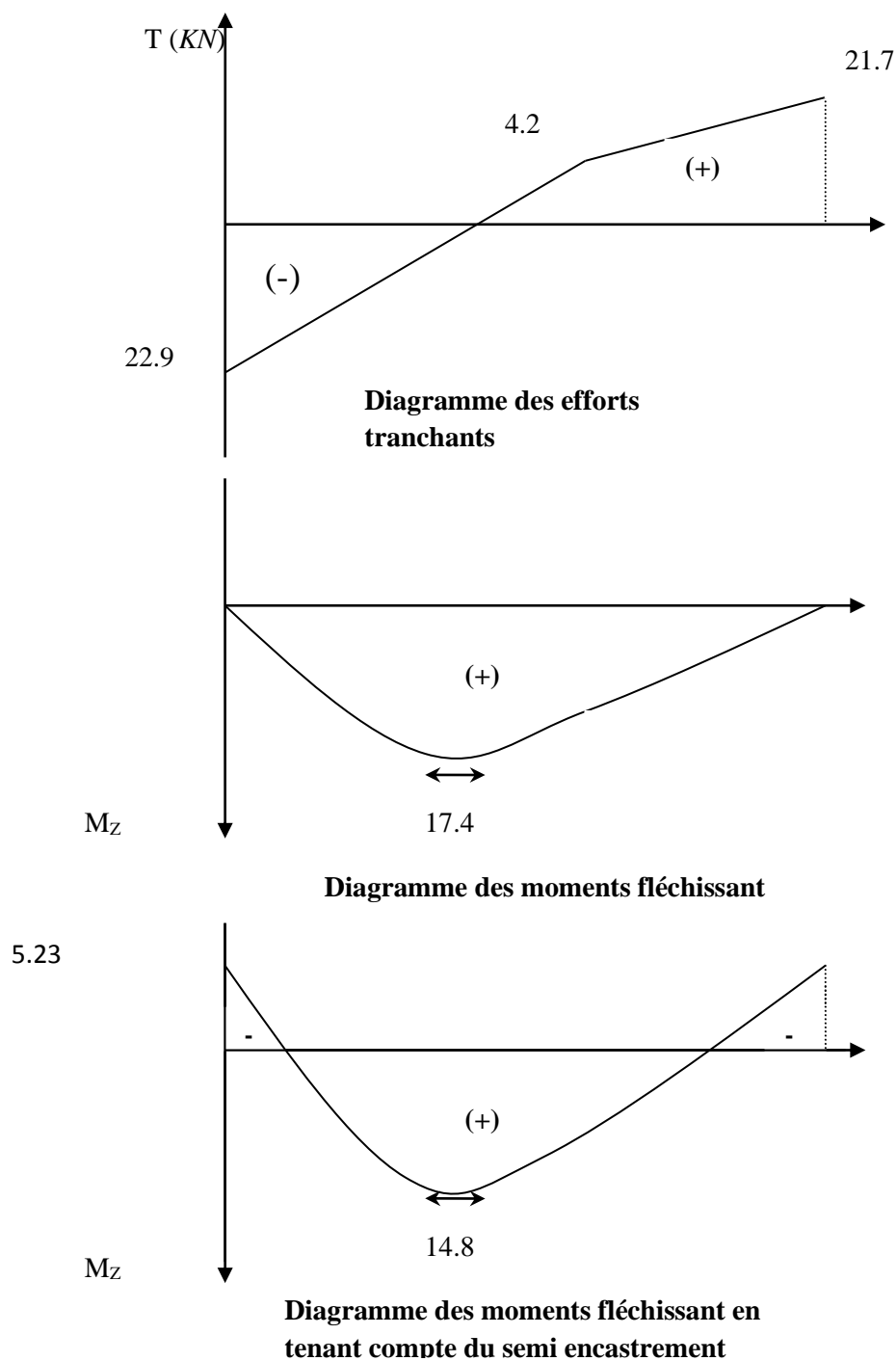
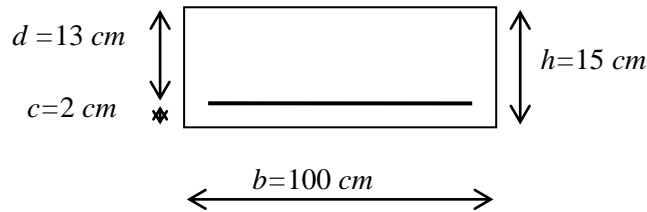


Figure III.4.5. Diagrammes des efforts internes de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU

**III.4.5.3. calcul du Ferrailage à l'ELU:**

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$ .



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Moment réduit  $\mu_b$  :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}. \quad \text{Avec :}$$

$M$  : moment supporté par la section.

$f_{bu}$  : Contrainte limite de compression dans le béton.

$b$  et  $d$  : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad \text{Avec :}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de l'acier.

**a) Calcul des armatures principales :**

- ❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.23 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.022 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.022 \implies \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.23 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :**

$$M_u^t = 14.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.82 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.062 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.82 \times 10^3}{0.968 \times 13 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Calcul des armatures de répartition :**

❖ **Aux appuis :**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.4.5.4. Vérifications à l'ELU :**

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

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**a. Répartition des Barres :****✓ Armatures principaux :**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{20; 25\} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Armatures de répartition :**

$$S_t < \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{25; 25\} < 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 21.71 \text{ (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.93 \times 10 = 196.5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.71 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 196.5} = 0.944 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.944 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**✓ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1, 1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(Art A.5.1, 21/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21.71 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)**

$$\frac{2\bar{V}_u}{b.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \bar{V}_u \Rightarrow \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \quad \text{Avec : } a = 0.9 d .$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 21.71 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures comportent des crochets, donc :  $L_r = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

Soit :  $L_r = 15 \text{ cm}$

**III.4.5.5. Calcul des moments et effort tranchants à l'ELS :**

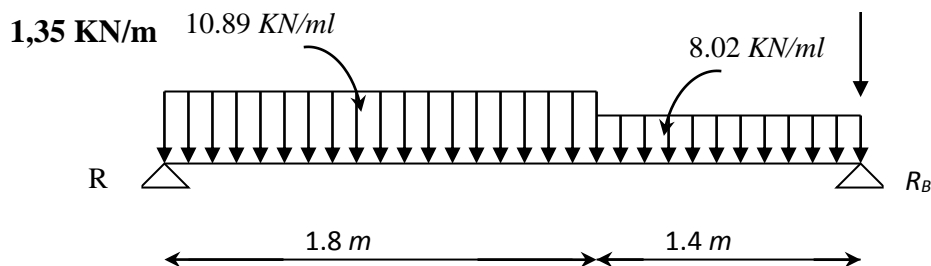
**Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

**Plier :**  $q_s = (5.52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.02 \text{ KN/ml}$ .

**Volée :**  $q_s = (8.39 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.89 \text{ KN/ml}$ .

**Mur :**  $q_s = 1 \times 1.352 = 1.352 \text{ KN/ml}$



**Figure III.6.** Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS

• **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = (10,89 \times 1,8) + (8,02 \times 1,4) + 1,35 = 32,18KN$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad -R_B \times 3,2 + 10,89 \times 1,8 \times \frac{1,8}{2} + 8,02 \times 1,4 \times \left(1,8 + \frac{1,4}{2}\right) + 1,35 \times 3,2 = 0$$

$$R_B = 15,63KN$$

$$R_A = 16,55KN$$

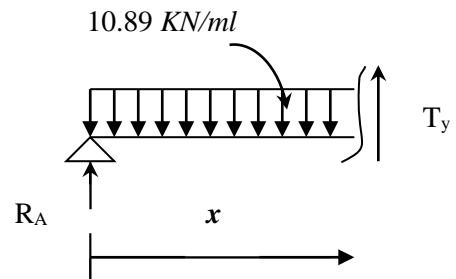
• **Calcul des efforts internes :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,8m$**

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 10,89x - 16,55.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -16,55KN$$

$$x = 1,8m \Rightarrow T_y(1,8) = 3,05KN$$

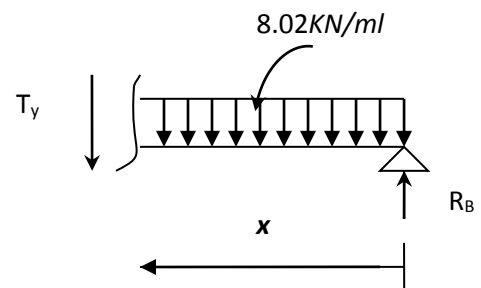


➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,4m$**

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 15,63 - 8,02x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 15,63KN$$

$$x = 1,4m \Rightarrow T_y(1,4) = 4,402KN$$



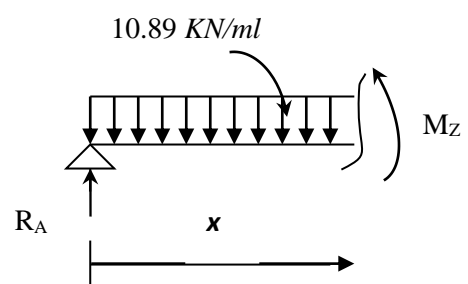
**b. Calcul des moments fléchissant :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,8m$**

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 16,55x - 10,89 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1,8m \Rightarrow M(1,8) = 12,1KN.m$$

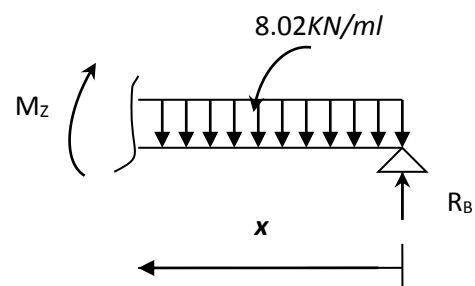


➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,4m$**

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 15,63x - 8,02 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1,4m \Rightarrow M(1,4) = 15,422KN.m$$



✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.52m$$

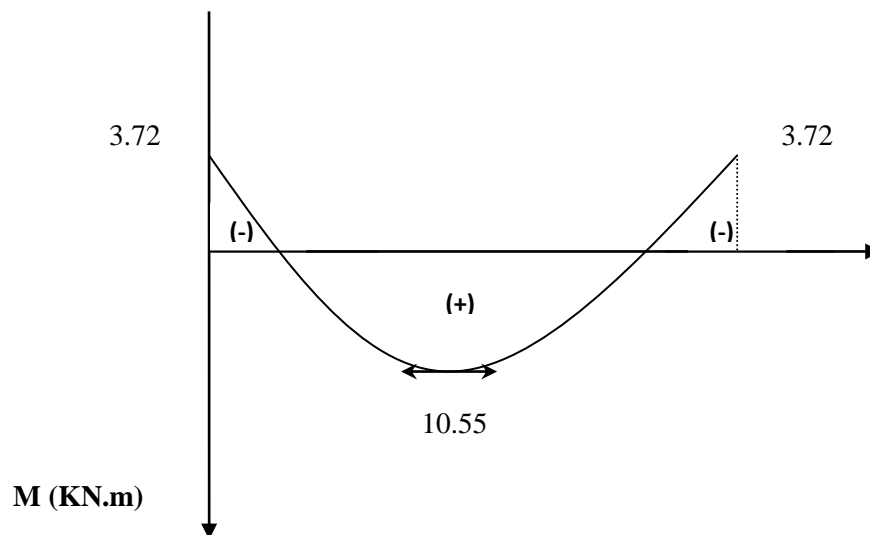
$$M_{\max} = 12.41KN.m$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (12.41) = -3.72KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (12.41) = 10.55KN.m$$



**Figure III.4.7.** Diagramme des moments corrigé de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS

### III.4.5.6.vérifications à l'ELS :

**Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$$

**Détermination de  $k$  :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho = 0.302 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9136 \\ k = 42 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10.55 \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.93} = 225.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{225.93}{42} = 5.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**a. Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{320} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 10.89 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

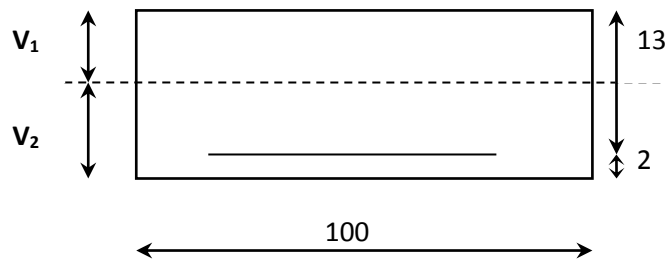
$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.93 \times 13) = 12016.35 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 3.93) = 1558.95 \text{ cm}^2$$



$$\Rightarrow V_1 = \frac{12016.35}{1558.95} = 7.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.7)^3 + (7.3)^3) + 15 \times 3.93 \times (7.3 - 2)^2$$

$$I = 29840.905 \text{ cm}^4.$$

D'où :

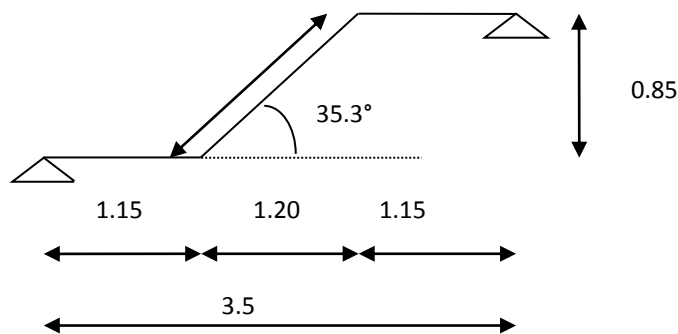
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.89 \times (3200)^4}{10818.86 \times 29840.905 \times 10^4} = 4.60 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3200}{500} = 6.40 \text{ mm}$$

$$f = 4.60 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.6. Etude de la volée intermédiaire :

**Epaisseur de la pailasse et du palier :**



**Figure III.4.8. :** Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée d'étage courant

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} .$$

$L$  : longueur réelle de la pailasse et du palier.

$$L = L' + L_1 + L_2$$

**Calcul de  $L'$  :**

$$h = 17 \text{ cm}, \quad g = 30 \text{ cm},$$

$H$  : la hauteur de la volée :  $H = n \times h = 4 \times 0.17 = 0.85m$

$l$  : longueur de la paillese projetée :  $l = (n-1)g = (5-1) \times 0.30 = 1.20m$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.85}{1.20} = 0.708 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 35.3^\circ \quad \Longrightarrow \quad \cos \alpha = 0.816$$

$$l' : \text{longueur réelle de la paillese} : l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{1.2}{0.816} = 1.47m$$

$$L_{\text{tot}} = L_1 + L_2 + l = 3.5 \text{ m (entre nus d'appuis)}$$

$$L_1 = L_2 = \frac{3.5 - 1.2}{2} = 1.15m$$

$$\Longrightarrow L = (2 \times 1.15) + 1.47 = 3.77m$$

$$\text{D'où} : \frac{377}{30} \leq e_p \leq \frac{377}{20} \Rightarrow 12.56cm \leq e_p \leq 18.65cm.$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 15cm$ .

#### III.4.6.1. Détermination des charges et surcharges :

##### a. Charges permanentes :

- Le palier :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b>G<sub>1</sub> = 5.52</b>

Tableau III.4.5 : Charge totale du palier

- La volée :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillese	$\frac{25 \times 0.15}{0.816} = 4.59$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b>G<sub>2</sub> = 8.49</b>

Tableau III.4.6 : Charge totale de la volée intermédiaire

**b. Surcharge d'exploitation :**

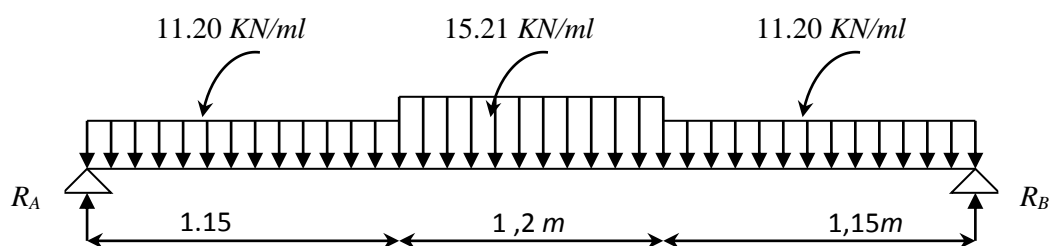
$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

**c. Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{Plier : } q_u = (1.35 \times 5.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.20 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = (1.35 \times 8.49 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.21 \text{ KN/ml.}$$

**III.4.6.2. Calcul des efforts internes à l'ELU :**

**Figure III.4.9.** Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU

- **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; R_A + R_B = (11.2 \times 1.15) + (15.21 \times 1.2) + (11.2 \times 1.15) = 44.01 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 44,01 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 ;$$

$$R_B \times (3.5) - 11,2 \times (1,15 \times \frac{1,15}{2}) - 15,21 \times 1,2 \times (\frac{1,2}{2} + 1,15) - 11,2 \times (\frac{1,15}{2} + 1,15 + 1,2)$$

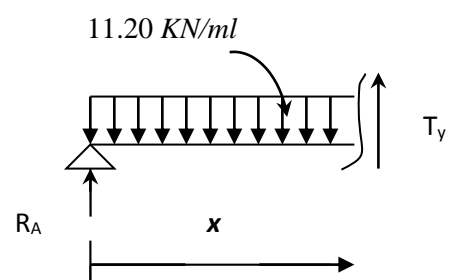
$$R_B = 20.60 \text{ KN}$$

$$R_A = 23,40 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

- ✓ **Efforts tranchants :**

- **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.15m$**



$$T_y = 11.20x - 23.40$$

$$\sum F = 0 ;$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -23.40 \text{ KN}$$

$$x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow T_y(1.15) = -10.52 \text{ KN}$$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 23.40x - 11.20 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

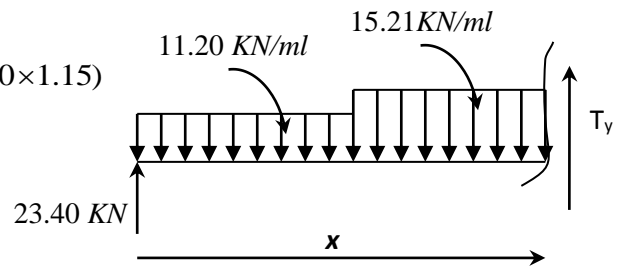
$$x = 1.15 \text{ m} \Rightarrow M(1.15) = 19.50 \text{ KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.15 \text{ m} \leq x \leq 2.35 \text{ m}$

$$\sum F = 0 ; T_y = 23.48 - (15.21 \times (x - 1.15)) - (11.20 \times 1.15)$$

$$x = 1.15 \text{ m} \Rightarrow T_y(1.15) = 10.60 \text{ KN}$$

$$x = 2.35 \text{ m} \Rightarrow T_y(2.35) = -7.65 \text{ KN}$$



$$M_z = - \left[ (11.20 \times 1.15) \times \left( x - \frac{1.15}{2} \right) \right] - \left[ 15.21 \times \left( x - \frac{(1.15)^2}{2} \right) \right] + [23.48 \times x]$$

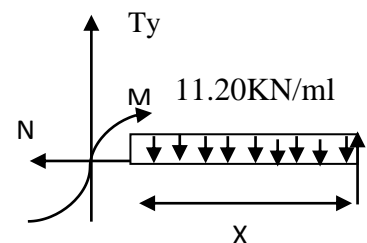
$$X=1.15 \text{ m} \quad T_y(1.15) = 12.16 \text{ KN.m}$$

$$X=2.35 \text{ m} \quad T_y(2.35) = 6.63 \text{ KN.m}$$

3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.15 \text{ m}$

$$T_y = -11.20x + 20.60 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 20.60 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 7.72 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.15 \end{cases}$$

$$M_z = -11.20 \frac{x^2}{2} + 20.60x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 16.28 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.15 \end{cases}$$



✓ **Moment maximum :**

Le moment maximum est à :  $x = 0.3m$ .

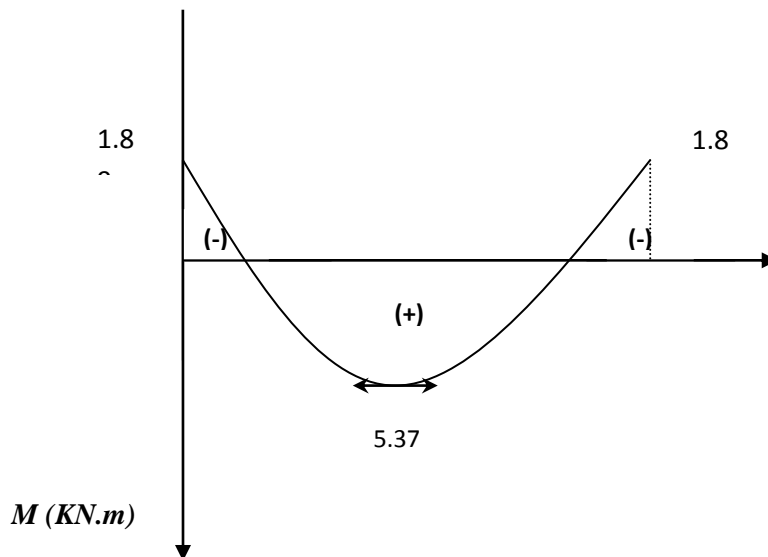
$$M_{\max} = M(0.3) = 6.32 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (6.32) = -1.89 \text{ KN.m}$$

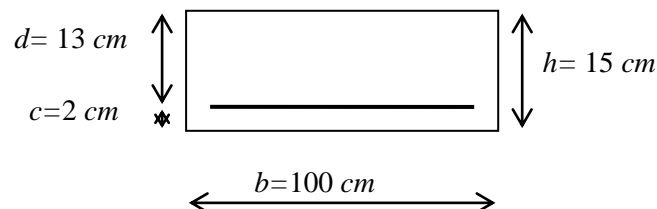
$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (6.32) = 5.37 \text{ KN.m}$$



**Figure III.4.10.** Diagramme des moments corrigé de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU

**III.4.6.3. calcul du Ferrailage à l'ELU:**

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$$



## a) Calcul des armatures principales :

## ❖ Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.89 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.002 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.002 \implies \beta = 0.999$$

$$A_a = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{1.89 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = \mathbf{5HA 12} = 5.65 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ❖ En travée :

$$M_u^t = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.37 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.022 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.022 \implies \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{5.37 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = \mathbf{5 HA 12} = 5.65 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## b) Calcul des armatures de répartition :

## ❖ Aux appuis :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = \mathbf{5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## ❖ En travée :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^t = \mathbf{5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.4.6.4. Vérifications à l'ELU :**

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}; \quad A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \\ A_a = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Repartition des bares:**

- ✓ **Armatures principaux:**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{25 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min(4h; 45) = \min(72; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{25 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'entraînement des barres :(Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 23.40 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.93 \times 10 = 157.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.40 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157.2} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \text{ (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4MPa \right\} = 3.26MPa$$

$$\tau_u = \frac{23.40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.180MPa$$

$$\tau_u = 0.180MPa < \bar{\tau}_u = 3.26MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99)**

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}; \quad \text{Avec : } a = 0.9 d;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.5} = 780KN$$

$$V_u^{\max} = 23.40KN < \bar{V}_u = 780KN \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**a. Ancrage des barres aux appuis :**

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm$$

$$\text{Les armatures comportent des crochets, donc : } L_R = 0.4 \times 35.27 = 14.11cm$$

$$\text{Soit : } L_R = 15cm$$

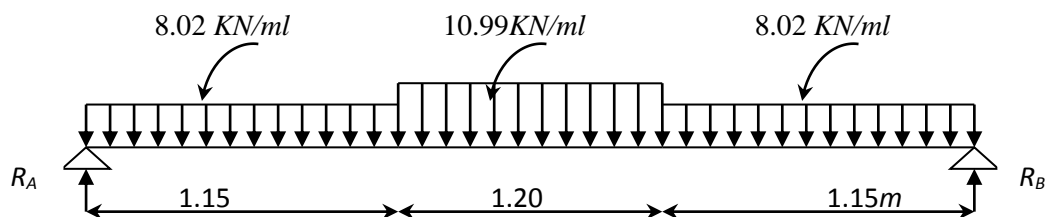
## III.4.6.5. Calcul des moments et effort tranchants à l'ELS :

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

$$q_s = G + Q$$

**Plier :**  $q_s = (5.52 + 2.5) \times 1m = 8.02KN/ml$ .

**Volée :**  $q_s = (8.49 + 2.5) \times 1m = 10.99KN/ml$ .



**Figure III.4.11. Schéma** statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELS

- **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = (8.02 \times 1.15) + (10.99 \times 1.20) + (8.02 \times 1.15)$$

$$R_A + R_B = 31.634KN$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 ;$$

$$[R_B \times (3.5)] - \left[ 8.02 \times 1.15 \times \frac{1.15}{2} \right] - \left[ 10.99 \times 1.2 \times \left( \frac{1.2}{2} + 1.15 + 1.2 \right) \right]$$

$$R_B = 12.63KN$$

$$R_A = 18.99 KN$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

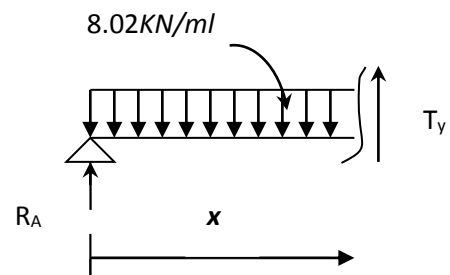
- ✓ **Efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.15m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 8.02x - 18.99 .$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = -18.99KN$$

$$x = 1.15m \Rightarrow \quad T_y(1.15) = -9.76KN$$



$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 18.99x - 8.02 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

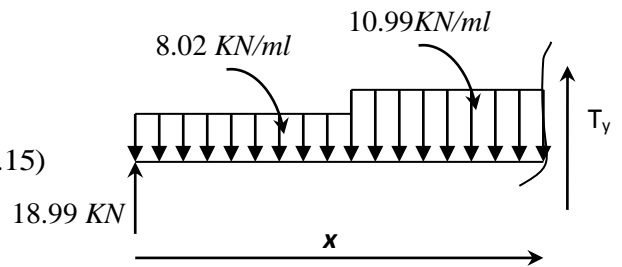
$$x = 1.15m \Rightarrow \quad M(1.15) = 16.53 \text{ KN.m}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.15m \leq x \leq 2.35m$**

$$\sum F = 0 ; T_y = 18.99 - (10.99 \times (x - 1.15)) - (8.02 \times 1.15)$$

$$x = 1.15m \Rightarrow \quad T_y(1.15) = 9.76 \text{ KN}$$

$$x = 2.35m \Rightarrow \quad T_y(2.35) = -3.42 \text{ KN}$$



$$M_z = - \left[ (8.02 \times 1.15) \times \left( x - \frac{1.15}{2} \right) \right] - \left[ 10.99 \times \left( x - \frac{(1.15)^2}{2} \right) \right] + [18.99 \times x]$$

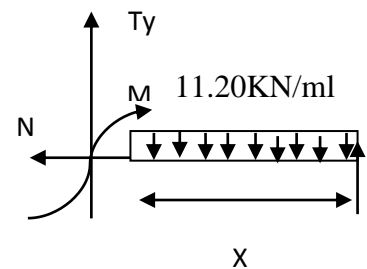
$$X=1.15m \quad M_y(1.15) = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$X=2.35m \quad M_y(2.35) = 9.69 \text{ KN.m}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.15m$**

$$T_y = -8.02x + 12.63 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 12.63 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 3.40 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.15 \end{cases}$$

$$M_z = -8.02 \frac{x^2}{2} + 12.63x \quad \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 9.22 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.15 \end{cases}$$



✓ **Moment maximum :**

Le moment maximum est à :  $x = 0.3m$ .

$$M_{\max} = M(0.3) = 3.10 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (3.10) = -0.93 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (3.10) = 2.63 \text{ KN.m}$$

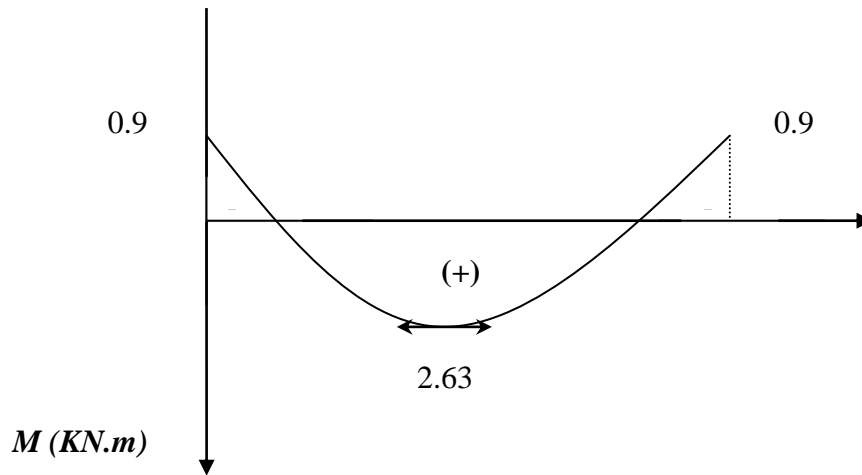


Figure III.4.12 : Diagramme des moments corrigé de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELS

#### III.4.6.6. Vérifications à l'ELS :

##### Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$$

##### Détermination de $k$ :

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\rho = 0.434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ k = 34.50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13.77 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 208.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{208.53}{34.50} = 6.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

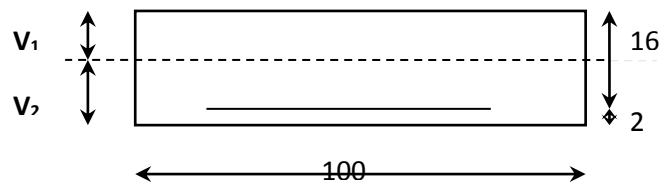
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 11.09 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 16) = 17556 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((9.31)^3 + (8.69)^3) + 15 \times 5.65 \times (9.31 - 2)^2$$

$$I = 53296.81 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.03 \times (3500)^4}{10818.86 \times 53296.81 \times 10^4} = 4.07 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$f = 4.07 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.5. Calcul de la poutre palière

La poutre palière se calcule comme une poutre encastree dans deux poteaux; sa portée  $L = 3.47 \text{ m}$ .

#### III.5.1. Pré-dimensionnement :

- **Hauteur :**

$$\frac{L}{12} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{347}{12} \leq h_t \leq \frac{347}{10} \Rightarrow 28.91 \text{ cm} \leq h_t \leq 34.5 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

- **Largeur :**

$$0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}. \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}. \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc, la poutre palière a pour dimension :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

$$T_u = R_A = 23.40 \text{ KN. (ELU)}$$

$$T_S = R_A = 18.99 \text{ KN. (ELS)}$$

- **Poids propre de la poutre :**

$$G = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

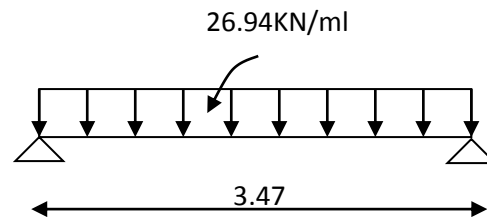
**III.5.3. Combinaison de charges :**

$$\diamond \text{ A l'ELU : } q_u = 1.35G + Tu$$

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 23.40 = 26.943 \text{ KN/ml.}$$

$$\diamond \text{ A l'ELS : } q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2.625 + 18.99 = 21.615 \text{ KN/ml.}$$

**III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU**

**Figure III.5.1** .Schéma statique de la poutre palier a l'ELU.

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{26.94 \times 3,47^2}{8} = 40.54 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 39.02 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

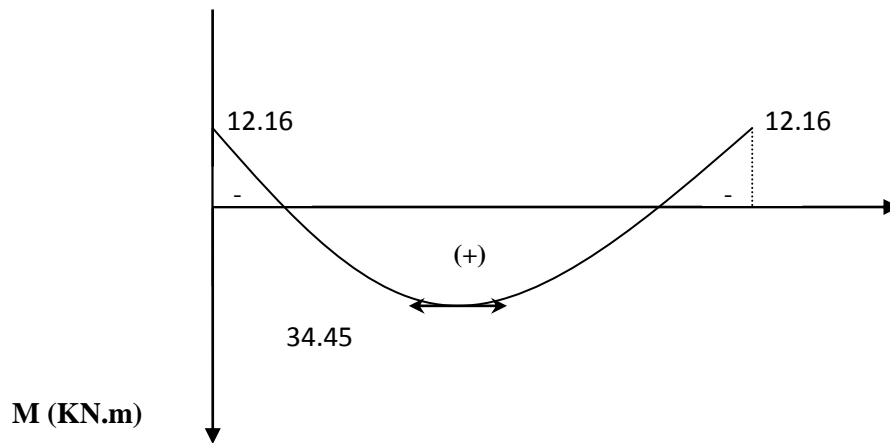
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{26.94 \times 3,47}{2} = 46.74 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_U = (-0.3) \times (40.54) = -12.162 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85)M_U = (0.85) \times (40.54) = 34.459 \text{ KN.m}$$



**Figure III.5.2:** Diagramme des moments corrigés de la poutre palière à l'ELU

$$b = 30\text{cm}; \quad h = 35\text{ cm}; \quad c = 3\text{ cm}; \quad d = 32\text{cm}.$$

- **Armatures principales :**

- ❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 12.162\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.162 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times (14.2)} = 0.028 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.028 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{12.162 \times 10^3}{0.986 \times 32 \times 348} = 1.107\text{cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

- ❖ **En travée :**

$$M_u^t = 34.459\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.459 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times (14.2)} = 0.078 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.078 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.959$$

$$A_t = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{34.459 \times 10^3}{0.959 \times 32 \times 348} = 3.22\text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$ .

**b) Armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi, \frac{b}{10}\right) = \min(10; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte : 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup> → (1cadre+1étrier)

Avec :  $\phi$  : le plus petit diamètre utilisé.

**c) Espacement des armatures transversales d'après le RPA 99:****❖ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi\right) = \min(8.75; 9.6) = 8 \text{ cm}$$

**❖ En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**III.5.6. Vérifications à l'ELU :****➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2 \text{ Condition } \overrightarrow{\text{vérifiée}}.$$

**➤ Vérification de l'entraînement des barres :(Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.74 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times (3 \times 3.14 \times 14)} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \overrightarrow{\text{Condition vérifiée.}}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 3.26 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{46.74 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.486 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.486 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{MPa} \quad \Longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.7. Calcul des efforts internes à l'ELS :

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{21.615 \times 3,47^2}{8} = 32.53 \text{KN.m}$$

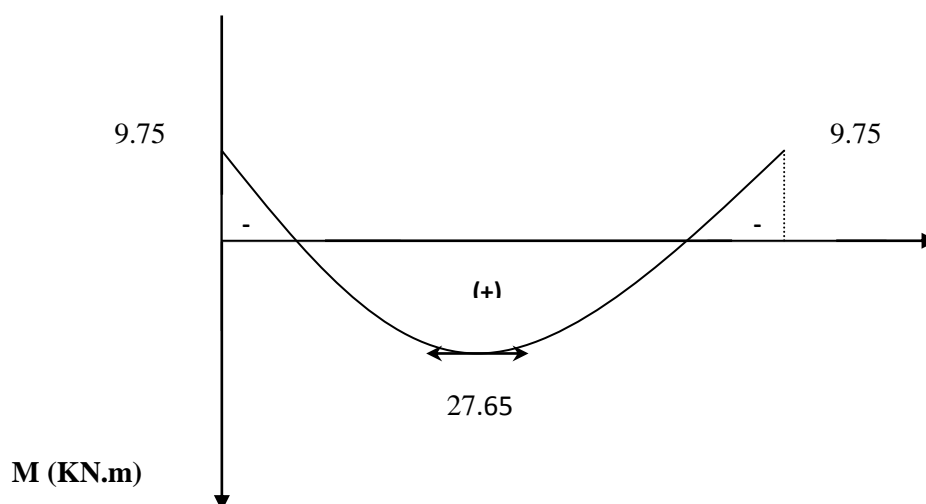
- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{21.615 \times 3,47}{2} = 37.50 \text{KN}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = (-0.3) \times (32.53) = -9.75 \text{KN.m}$$

$$M_a = (0.85) \times (32.53) = 27.65 \text{KN.m}$$



**Figure III.5.3:** Diagramme des moments corrigé de la poutre palière à l'ELS

**III.5.8. Vérifications à l'ELS :****a. Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 32} = 0.48$$

$$\rho = 0.48 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ k = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{27.65 \times 10^3}{0.895 \times 32 \times 4.62} = 208.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{208.96}{27.65} = 7.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**a. Vérification de la flèche :**

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{347} = 0.100 \geq \frac{1}{6} = 0.0625 \dots \text{OK.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{OK.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = 0.100 \geq \frac{M_s^{\max}}{10.M_0} = \frac{27.65}{10 \times 32.53} = 0.0849 \dots \text{OK.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

### III.6. Calcul de la poutre de chaînage

#### Introduction

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.6.1. Pré dimensionnement

##### - 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

- $h_t$ : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$ : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36.5 \text{ cm}$$

On opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

##### - Largeur

La largeur de la poutre de chaînage est donnée par :

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

D'où :  $0.4 \times 30 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 30 \text{ cm}$ :  $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

Selon le RPA :  $b \geq 20 \text{ cm}$   $\rightarrow$  on opte pour  $b = 30 \text{ cm}$ .

#### III.6.2. Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99/version 2003)

$b \geq 20 \text{ cm}$ .....	$30 > 20 \text{ cm}$	condition vérifiée
$h_t \geq 30 \text{ cm}$ .....	$30 \geq 30 \text{ cm}$	condition vérifiée
$h_t / b \leq 4$ .....	$30/30 = 1 < 4$	condition vérifiée

Donc la poutre chaînage a pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

### III.6.3. Détermination des charges et surcharges

➤ **Les charges permanentes**

- **Poids propre de la poutre**

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ kN/ml}$$

- **Poids du mur**

$$G = 2.36 \text{ KN/m}^2 \text{ pour le mur double cloison}$$

$$(3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.513 \text{ kN/ml}$$

- **Poids de plancher**

$$(G = 5.83 \text{ KN/m}^2)$$

$$\frac{5.83}{2} \times 0.65 = 1.89$$

$$G = 2.25 + 6.513 + 1.89 = 10.65 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation : (étage courant Q = 1.5)**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charges**

- **ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = (1.35 \times 10.65) + (1.5 \times 0.49)$$

$$q_u = 15.11 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 10.65 + 0.49$$

$$q_s = 11.14 \text{ kN/ml}$$

### III.6.4. Calcul des efforts internes à l'ELU

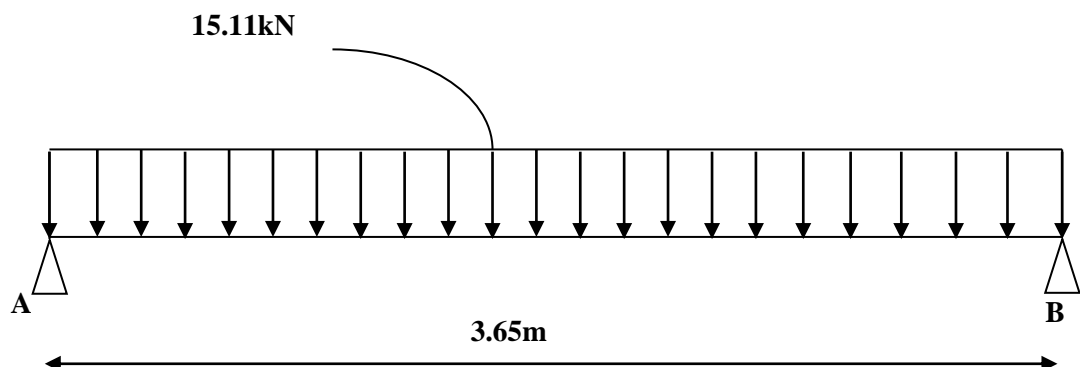


Figure III.6.1. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

## ➤ Effort tranchant

$$T = \frac{qul}{2} = \frac{15.11 \times 3.65}{2} = 27.57 \text{ KN}$$

## ➤ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{qul^2}{8} = \frac{15.11 \times 3.65^2}{8} = 25.16 \text{ KN}$$

- **En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25.16 = 21.38 \text{ kN.m}$
- **Aux appuis :**  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 25.16 = -7.54 \text{ KN}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

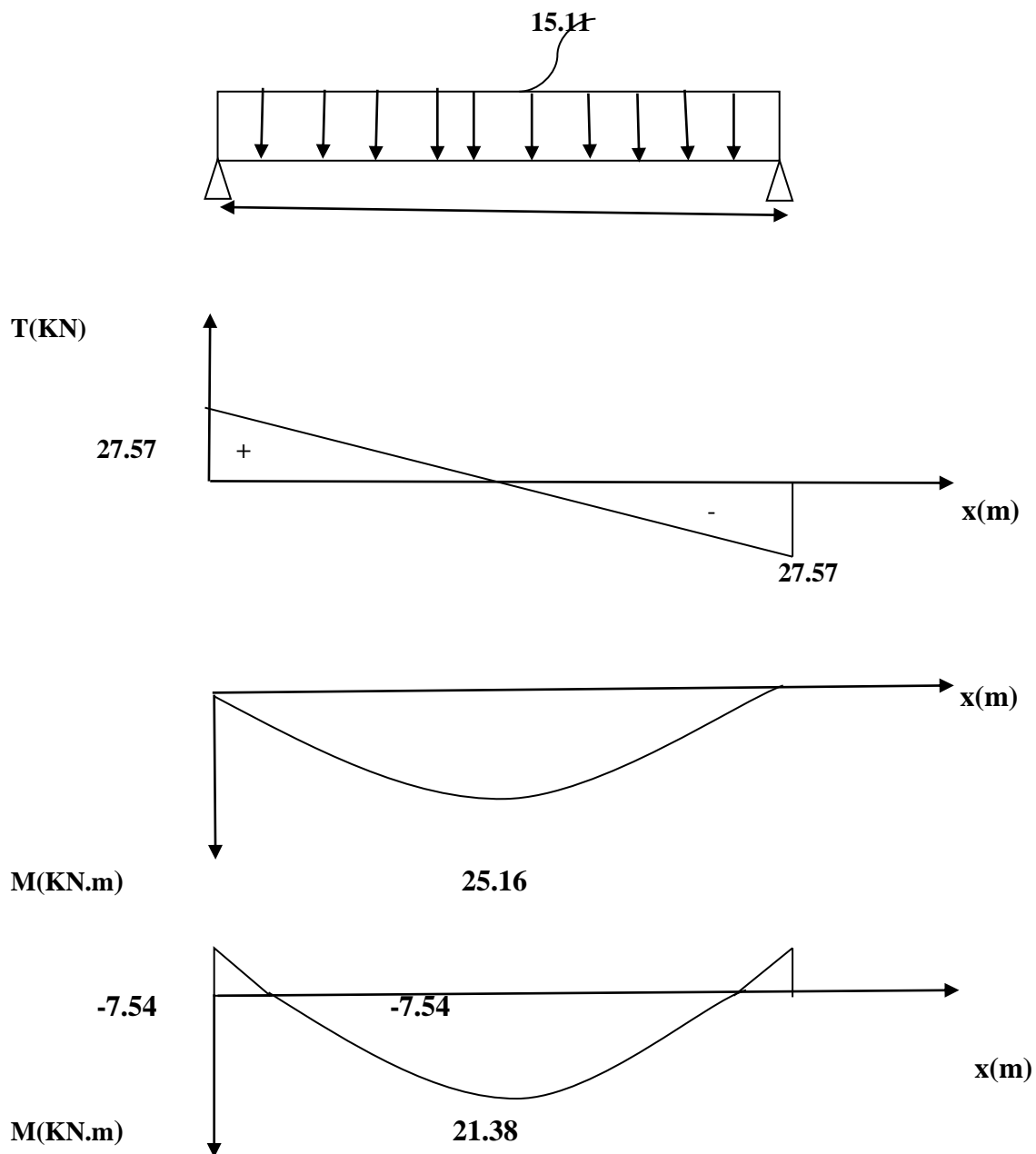


Figure III.6.2. Diagramme des moments et des efforts internes à l'ELU

## III.6.5. Calcul des efforts internes à L'ELS

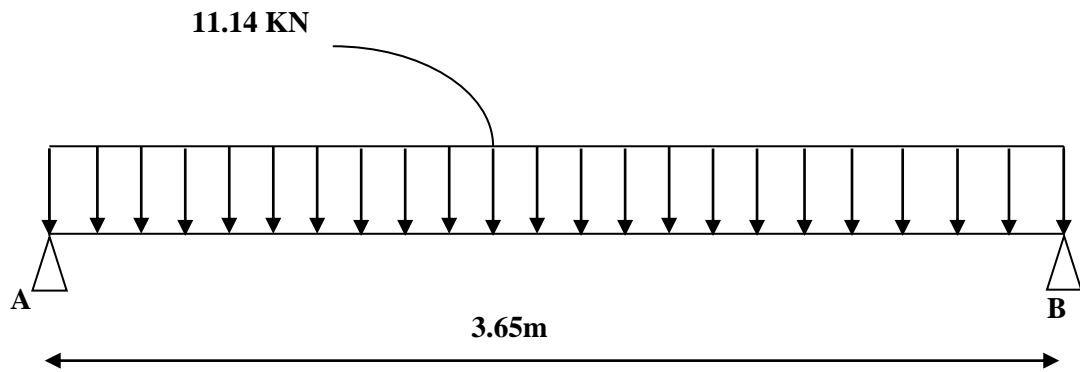


Figure III.6.3: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

## ➤ Effort tranchant

$$T = \frac{11.14 \times 3.65}{2} = 20.33 \text{ KN}$$

## ➤ Moment isostatique

$$M_0 = \frac{qul^2}{8} = \frac{11.14 \times 3.65^2}{8} = 18.55 \text{ KN}$$

- **En travée :**  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 18.55 = 15.76 \text{ kN}$
- **Aux appuis :**  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 18.55 = -5.56 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

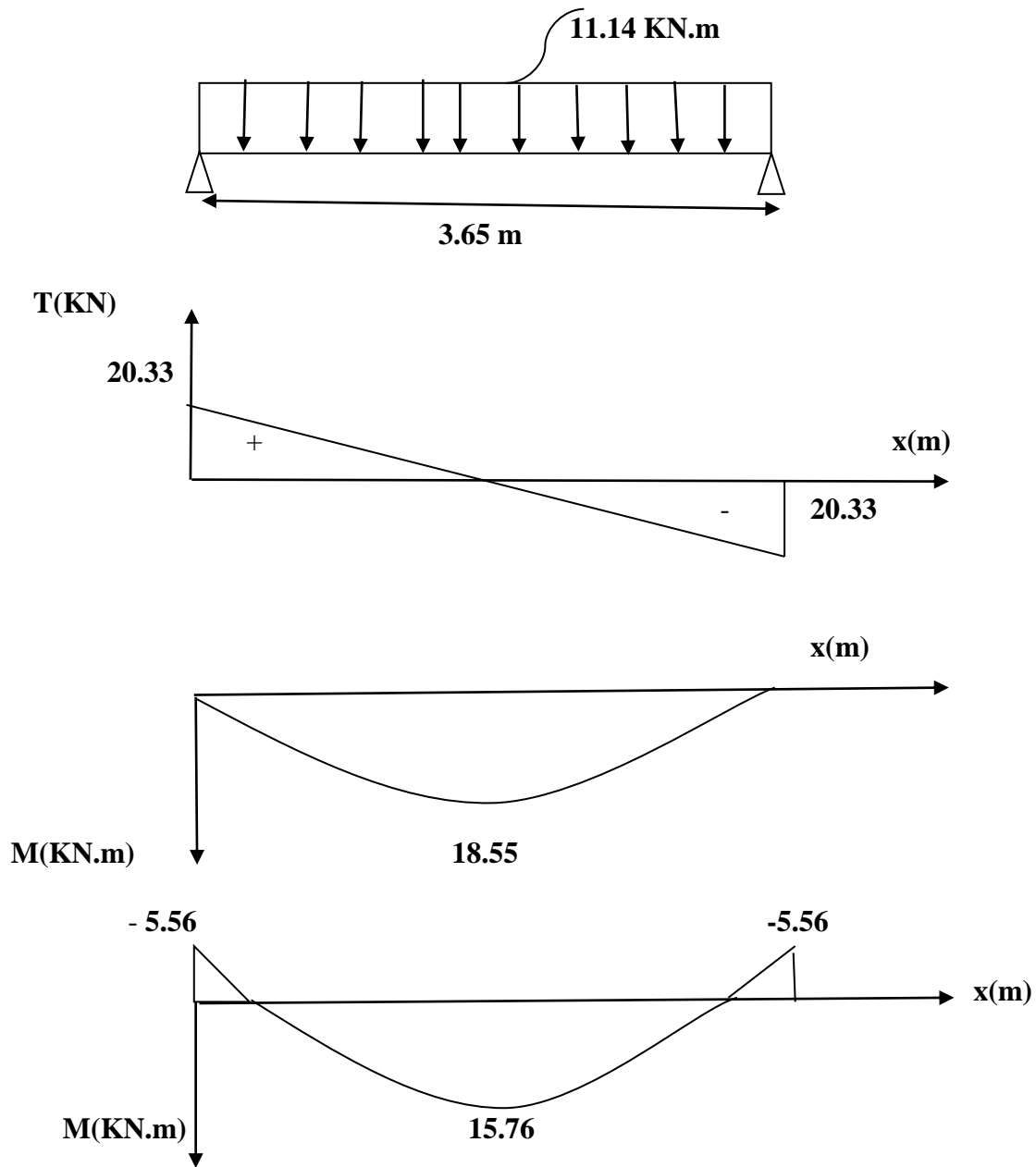


Figure III.6.4. Diagramme des moments et des efforts internes à l'ELS

## III.6.6. Ferrailage à ELU

➤ **En travée :**

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

**Avec:**

- $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$
- $M_t = 21.11 \text{ KN.m}$
- $b = 30 \text{ cm}$
- $d = h \times 0.9 = 30 \times 0.9 = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{21.38 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.2} = 0.068$$

$\mu = 0.068 < \mu_1 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_t = \frac{21.38 \times 10^6}{0.965 \times 270 \times 348} = 235.79 \text{ mm}^2 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.54 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu = 0.024 < \mu_1 0.392$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.024 \quad \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_a = \frac{7.42 \times 10^6}{0.988 \times 270 \times 348} = 79.92 \text{ mm}^2 = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

### III.6.7. Vérification à ELU

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

**Avec :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.978 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.978 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec :  $T_{\text{max}}$  : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 27.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.57 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.3/BAEL91 / modifiée 99)**

• **Influence sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_{\max} = 27.57 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. (a = 0,9 × d)

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1.5} \times 0,9 \times 27 \times 30 \times 10^{-1} = 486 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 27.57 \text{ KN} \leq 486 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur les armatures**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

$$\text{Avec: } \gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_a = 7.54 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{\max} = 27.57 \text{ KN}$$

$$\left(27.57 - \frac{7.54}{0.9 \times 0.27}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 0.099 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)**

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9 \times d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}.$$

**Avec :**  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

Avec :

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{27.57}{0.9 \times 27 \times 11.30} \times 10 = 1.004 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.004 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### III.6.8. Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

**Avec :**

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversal.

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, 1.4, \frac{30}{10} \right\} = \min \{1, 1.4, 3\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de **HA8**.

- **Espacement des armatures transversal**

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2

- **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \varnothing_1, 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 7.5, 16.8, 30 \text{ cm} \} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.6.9. Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 / BAEL91 modifiées 99)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 / BAEL91 modifiées 99)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

- **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

$$M_s = 15.76 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 27} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \rightarrow \beta_1 = 0.901 \rightarrow K_1 = 35.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.76 \times 10^3}{0.901 \times 27 \times 3.39} = 191.103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.50} \times 191.103 = 5.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

$$M_a = 5.56 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 27} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \rightarrow \beta_1 = 0.901 \rightarrow K_1 = 35.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.56 \times 10^3}{0.9 \times 27 \times 3.39} = 67.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.50} \times 67.49 = 1.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

**h** : hauteur totale. (h = 30 cm)

**l** : porté entre nue d'appuis. (l = 3.95)

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée. (M<sub>t</sub> = 15.76)

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique. ( $M_0 = 18.55 \text{KN}$ )

$A_t$  : Section des armatures. ( $A_t = 3.39 \text{cm}^2$ )

$b$  : largeur de la nervure.  $b = 30 \text{ cm}$

$d$  : hauteur utile de la section droite. ( $d = 27 \text{cm}$ )

$$1) \frac{h}{l} = \frac{30}{395} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{30}{395} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{15.76}{10 \times 18.55} = 0.084 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Remarque

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

### III.6.10. Conclusion

Le ferrailage de la poutre chinage sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**
  - **3HA12** filantes pour le lit inférieur.
  - **3HA12** filantes pour le lit supérieur.
- **Armatures transversales**

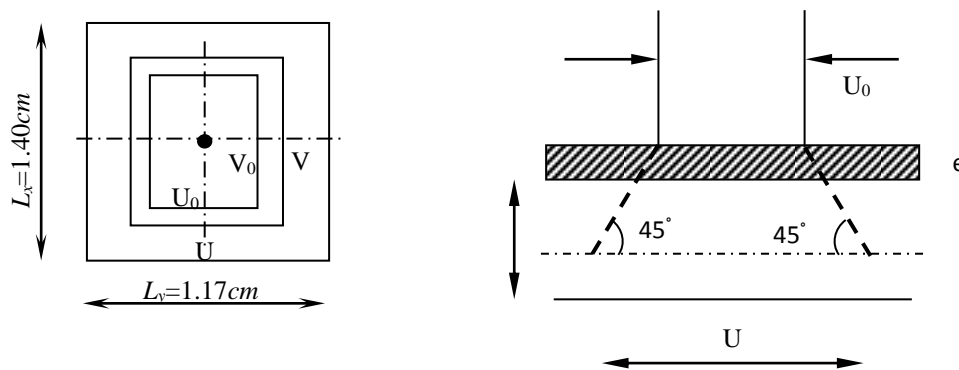
1 cadre et 1 étrier en **HA8**.

## III.7. Calcul de la salle machine

**Introduction :**

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine, le panneau est rectangulaire, la surface de la cabine est de  $(1.17 \times 1.40 = 1.638 \text{ m}^2)$  pouvant charger 6 personnes, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes.



**Figure III.7.1.** Diffusion de la charge dans le feuillet moyen

**III.7.1. Dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{140}{30} = 4.66 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm, on opte pour  $e_p=15\text{cm}$ .

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$\text{On a: } U = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$V = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :

$h_0$ : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15\text{cm}$ ).

$e$ : Epaisseur du revêtement ( $e = 5\text{cm}$ )

$u_0 = v_0 = 80\text{ cm}$  (Coté du rectangle dans lequel  $q$  est concentrée)

$$u = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm}$$

$$v = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm}$$

### III.7.2. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

Avec :  $\nu$ : Coefficient de Poisson

$M_1$  et  $M_2$ : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.17}{1.40} = 0.835 > 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.17} = 0.90 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.40} = 0.75$$

Après interpolation :  $M_1 = 0.060$  et  $M_2 = 0.039$

#### ➤ Combinaison de charges :

**A L'ELU** :  $\nu = 0$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ (charge uniformément répartie sur une bande de } 1\text{m)}$$

$$p_u = 1.35P \text{ (charge concentrée due au système de levage)}$$

- Poids propre de la dalle :  $G = (25 \times h_t + 22 \times e) = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85\text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1\text{KN/m}^2$

**Alors :**

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$p_u = 1.35 \times 80 = 108\text{KN}$$

$$M_{x1} = P_u M_1 = 108 \times 0.060 = 6.48\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u M_2 = 108 \times 0.039 = 4.21\text{KN.m}$$

**III.7.3. Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :**

$$\rho = 0.835 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases}$$

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

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1.35 \times 4.85) + (1.5 \times 1) = 8.047 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0351 \times 8.047 \times (1.4)^2 = 0.553 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.649 \times 0.553 = 0.358 \text{ KN.m}$$

**III.7.4. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.48 + 0.553 = 7.033 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.21 + 0.358 = 4.568 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**Dans le sens de petite portée X-X :**

$$\text{En travées : } M_X^t = 0,85 \times M_X = 0,85 \times 7,033 = 5,978 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_X^a = 0,3 \times M_X = 0,3 \times 7,033 = 2,109 \text{ KNm}$$

**Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

$$\text{En travées : } M_Y^t = 0,85 \times M_Y = 0,85 \times 4,568 = 3,882 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_Y^a = 0,3 \times M_Y = 0,3 \times 4,568 = 1,370 \text{ KNm}$$

**III.6.5. Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100\text{cm} \quad ; \quad d = h_t - c = 15 - 3\text{cm} = 12\text{cm}.$$

Dans le sens de petite portée X-X :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.109 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{bd\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.109 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.507 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travées :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.978 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.029 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^t}{bd\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.978 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans le sens de la grande portée Y-Y :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.370 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.006 \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{bd\sigma_{st}} = \frac{M_y^a}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.370 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.329 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travées :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.882 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^t}{bd\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.882 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.938 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 5HA10 = 3.93cm$  avec un espacement  $S_t = 25$  cm

Zone	Sens	$M_u$ (KN. m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_s$ ( $cm^2$ )	A adoptée ( $cm^2$ )		$S_t$ (cm)
Sur appuis	X-X	2.109	0.010	0.995	0.507	5.65	5HA12	25
	Y-Y	1.370	0.006	0.997	0.329	3.93	5HA10	25
En travée	X-X	5.978	0.029	0.985	1.45	5.65	5HA12	25
	Y-Y	3.882	0.018	0.991	0.938	3.93	5HA10	25

**Tableau III.7.1** : Calcul du ferrailage de la salle machine

**Remarque:**

*La dalle est soumise à des charges concentrée , toutes les armatures de flexion situées dans la région centale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis , et ancrée au delà du contour théorique de la dalle.*

**III.7.6. Vérifications :**

**1) vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99)**

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$A_x, A_y$  : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

$\rho_0$  : Taux d'armatures (acier HA FeE400 :  $\rho_0 = 0.0008$ )

$l_x, l_y$  : Dimension de la dalle avec  $l_x \leq l_y$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1.19$$

**Direction principale suivant(X-X) :**

$$A_{min}^x = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 1.19}{2} \right) = 1.086cm^2$$

$$A_x^t = 5.65 \geq A_{min}^x = 1.086cm^2 \text{ et } A_x^a = 5.65cm^2 \geq A_{min}^x = 1.086cm^2 \dots \dots cv$$

**Direction secondaire suivant (Y-Y) :**

$$\rho_0 \times h \times b = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1.086 \text{ cm}^2 \text{ et } A_x^a = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1.086 \text{ cm}^2$$

 Condition vérifiée.

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99)**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33 cm :

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

✓ Condition vérifiée dans les deux sens.

**d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)**

$$p_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$p_u = 108 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## e) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes:

Au milieu de  $u$ , on a :

$$T_{\max} = \frac{P}{2U + V} \qquad T_{\max} = \frac{108}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 34.28 \text{ KN}$$

Au milieu de  $v$ , on a :

$$T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{34.28 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.28 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 2) vérification à l'ELS :

a) Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 108 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 108 (0.060 + 0.2 \times 0.039) \Longrightarrow M_{x1} = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 108 (0.039 + 0.2 \times 0.060) \Longrightarrow M_{y1} = 5.50 \text{ KN.m}$$

## b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.835 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0600 \\ \mu_y = 0.750 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0600 \times 5.85 \times (1.4)^2 = 0.687 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.750 \times 0.687 = 0.515 \text{ KN.m}$$

## c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.32 + 0.687 = 8.007 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.50 + 0.515 = 6.015 \text{ KN.m}$$

## ➤ Correction des moments :

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Dans le sens de petite portée X-X :**

$$\text{En travées : } M_X^t = 0,85 \times M_X = 0,85 \times 8.007 = 6.805 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_X^a = 0,3 \times M_X = 0,3 \times 8.007 = 2.402 \text{ KNm}$$

**Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

$$\text{En travées : } M_X^t = 0,85 \times M_X = 0,85 \times 6.015 = 5.112 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_X^a = 0,3 \times M_X = 0,3 \times 6.015 = 1.804 \text{ KNm}$$

Vérification à L'ELS :

## a) Vérification des contraintes :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

• **Sens X-X :****En travée :**

$$\text{On a : } M_s = 6.80 \text{ KN.m} \quad \text{et } A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

**Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.896 \\ k_1 = 33.08 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6.80 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 111.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 111.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{111.93}{33.08} = 3.38MPa \leq 15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

On a :  $M_s = 2.40 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

**Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.896 \\ k_1 = 33.08 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2.40 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 39.50 MPa$$

$$\sigma_s = 39.50MPa \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{39.5}{33.08} = 1.19MPa \leq 15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sens y-y:**

**En travée :**

On a :  $M_s = 5.112 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

**Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0.32 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.911 \\ k_1 = 41.18 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5.112 \times 10^3}{0.911 \times 12 \times 3.93} = 118.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 118.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{118.98}{41.18} = 2.88 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**Aux appuis :**

On a :  $M_S = 1.804 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

**Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0.32 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.911 \\ k_1 = 41.18 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{1.804 \times 10^3}{0.911 \times 12 \times 3.93} = 41.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 41.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{41.98}{41.18} = 1.019 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifier99.Art4.5.32):**

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire la fissuration est peu nuisible. donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation (Art.B.7.5.BAEL.91):**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivants sont respectées:

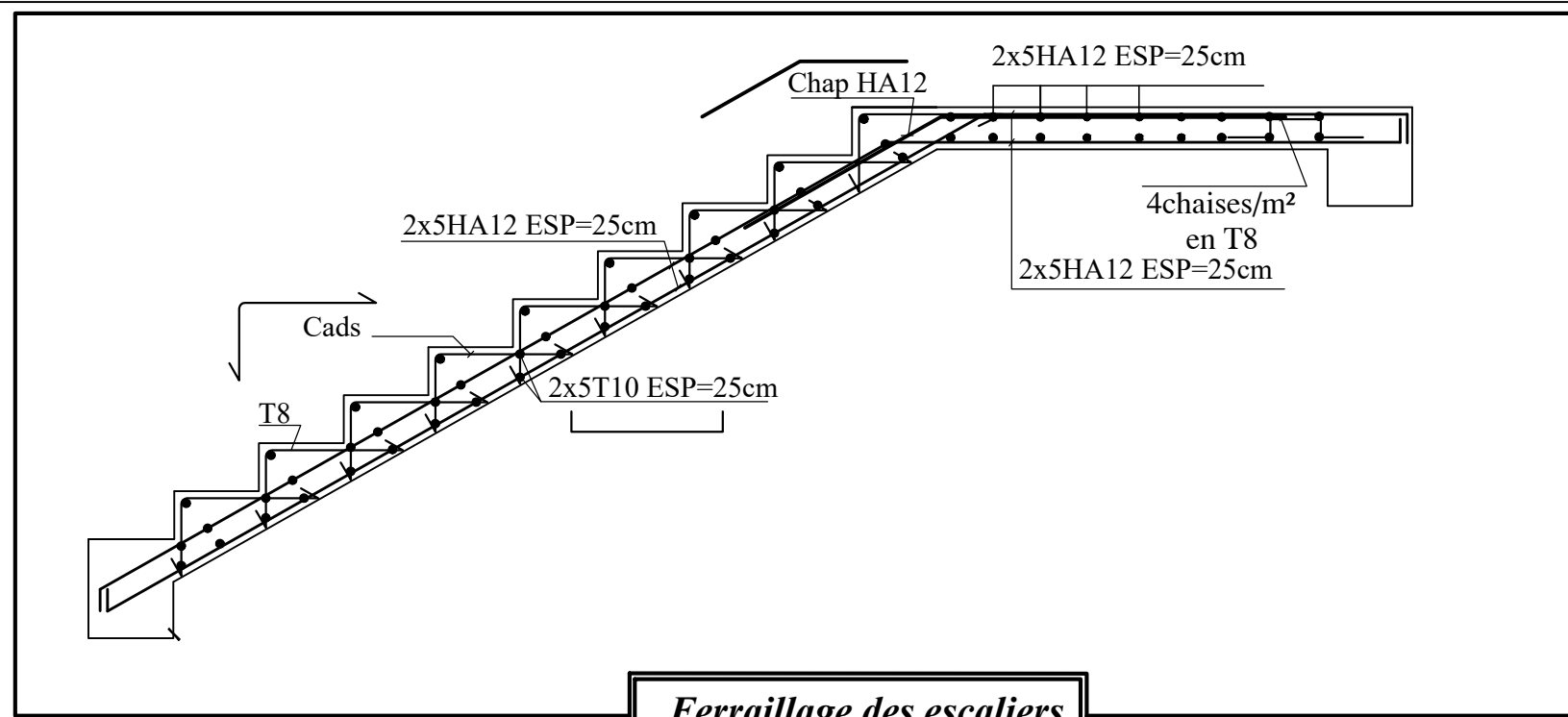
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\}$$

Avec:

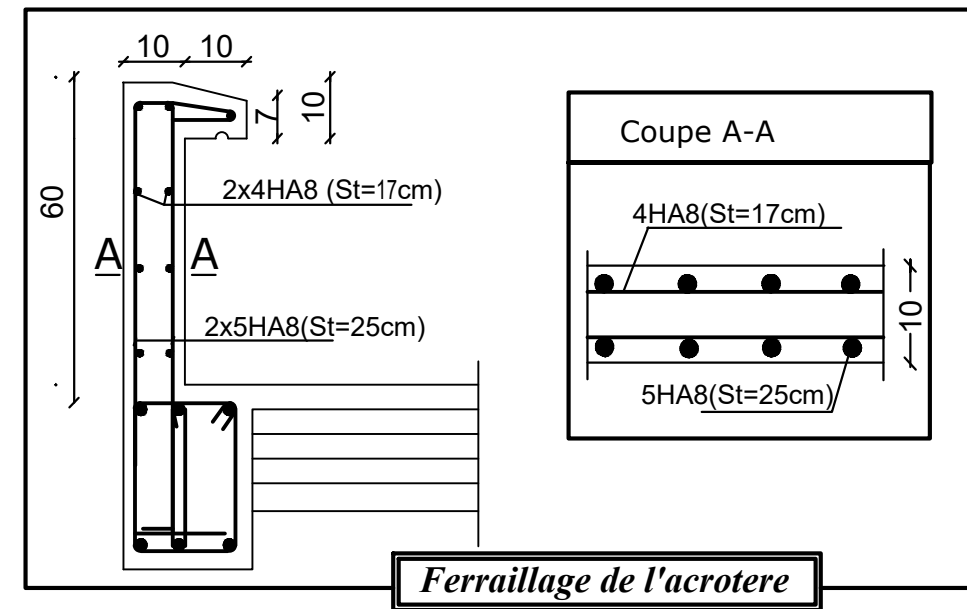
- h: hauteur de la dalle egale à 15 cm.
- $L_x$ : portée de la dalle egale à 140m.
- $M_{tx}$ : Moment en travée de la dalle (sens XX).
- $M_x$ : Moment isostatique dans la direction de (xx) pour une bande de 1m
- $A_x$ : Section d'armature tendue par 1m de largeur.
- b: la largeur de bande egale à 1 m.
- d: hauteur utile de la bande.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{5.978}{20 \times 5.978} = 0.05 \rightarrow cv \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow cv \end{array} \right.$$

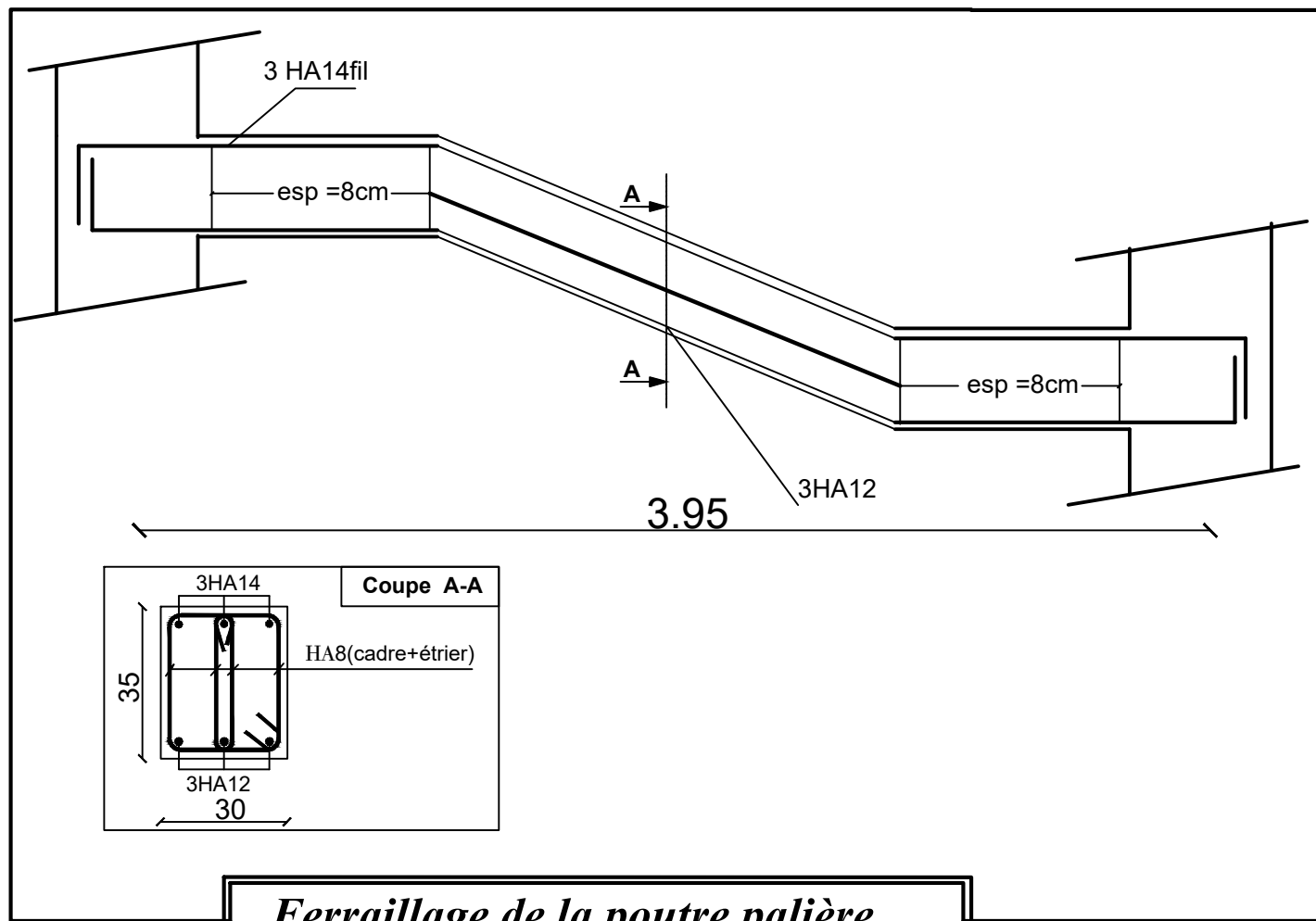
✓ les deux conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



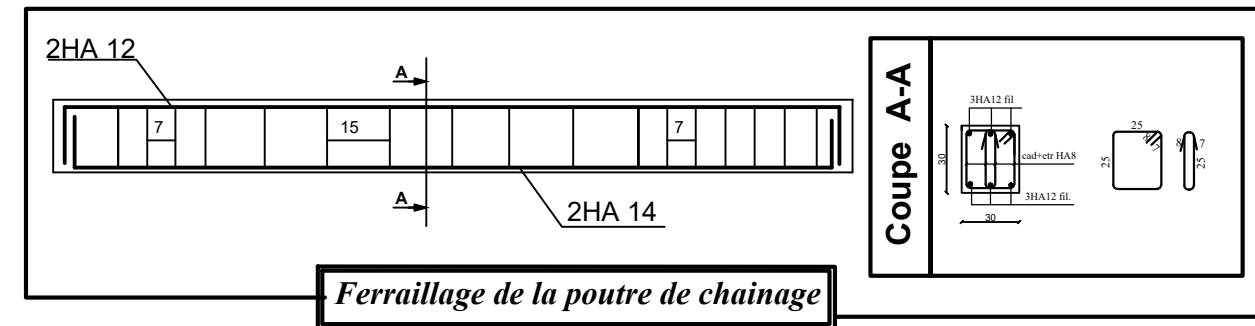
**Ferrailage des escaliers**



**Ferrailage de l'acrotère**

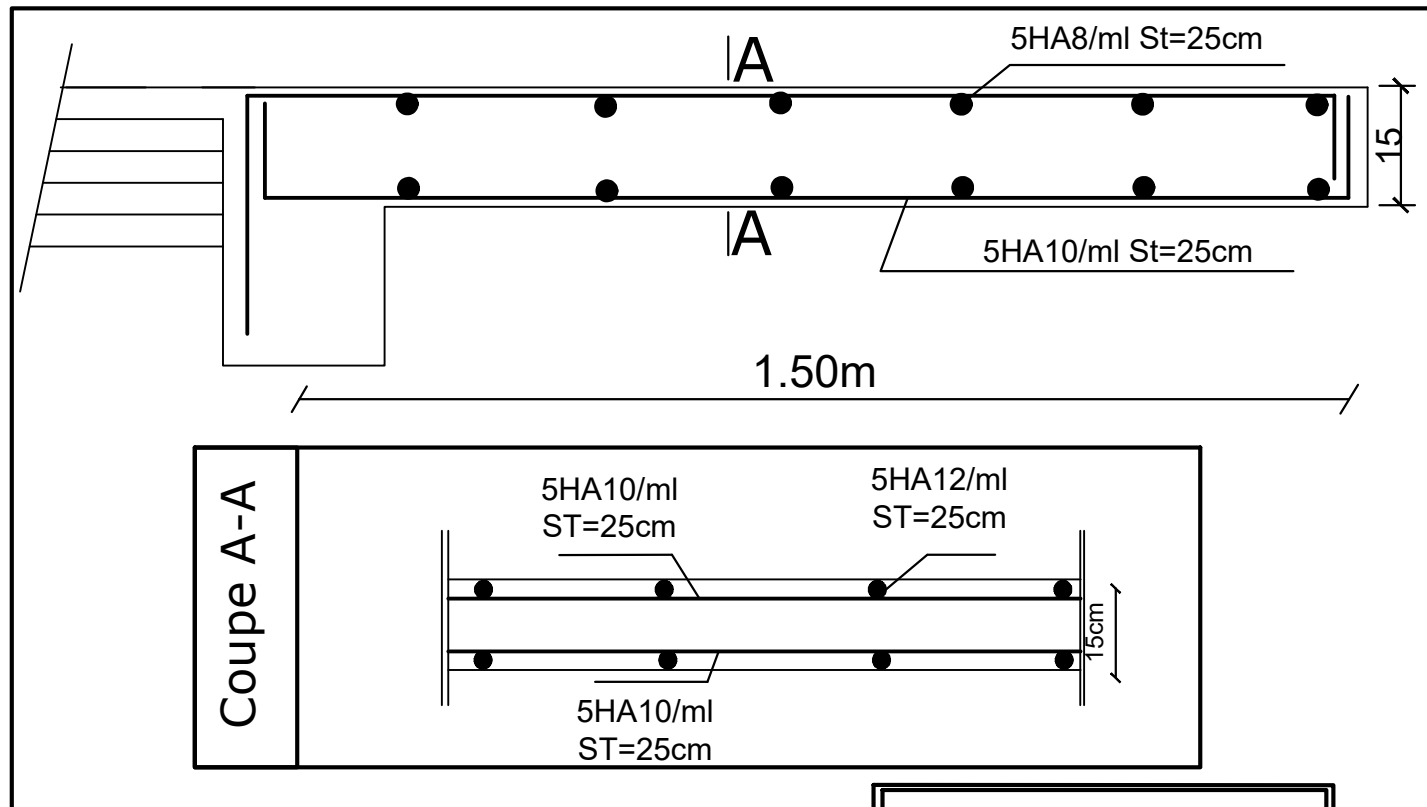


**Ferrailage de la poutre palière**

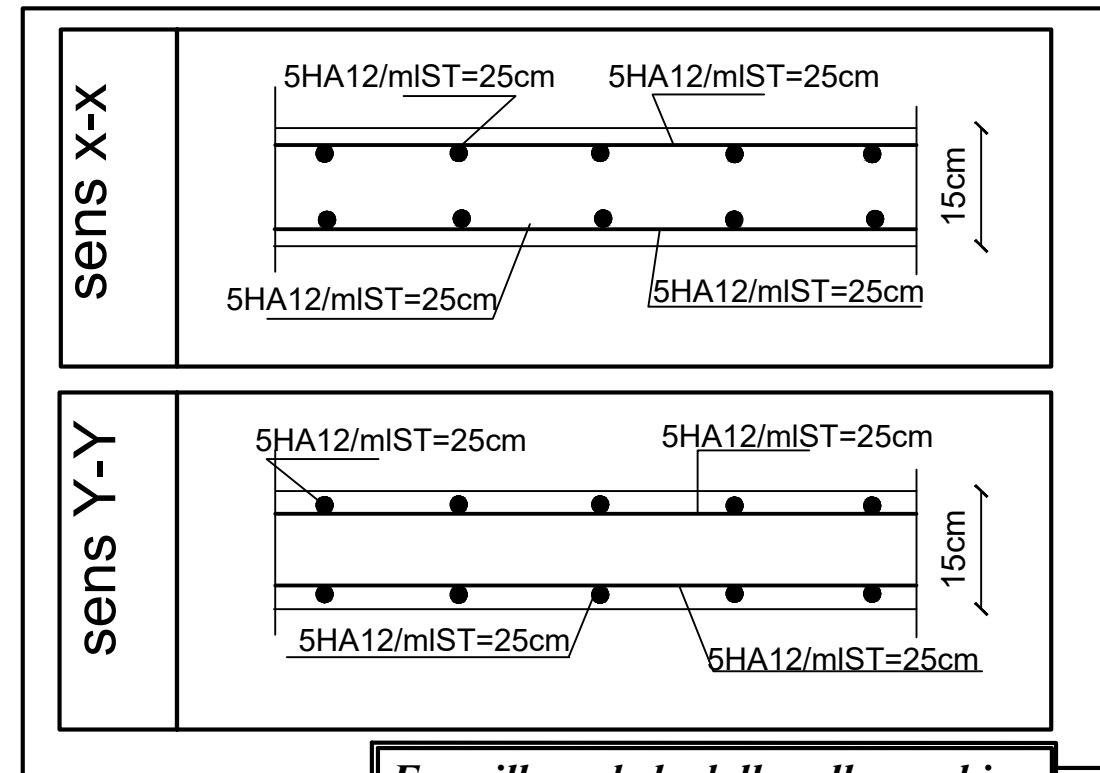


**Ferrailage de la poutre de chaînage**

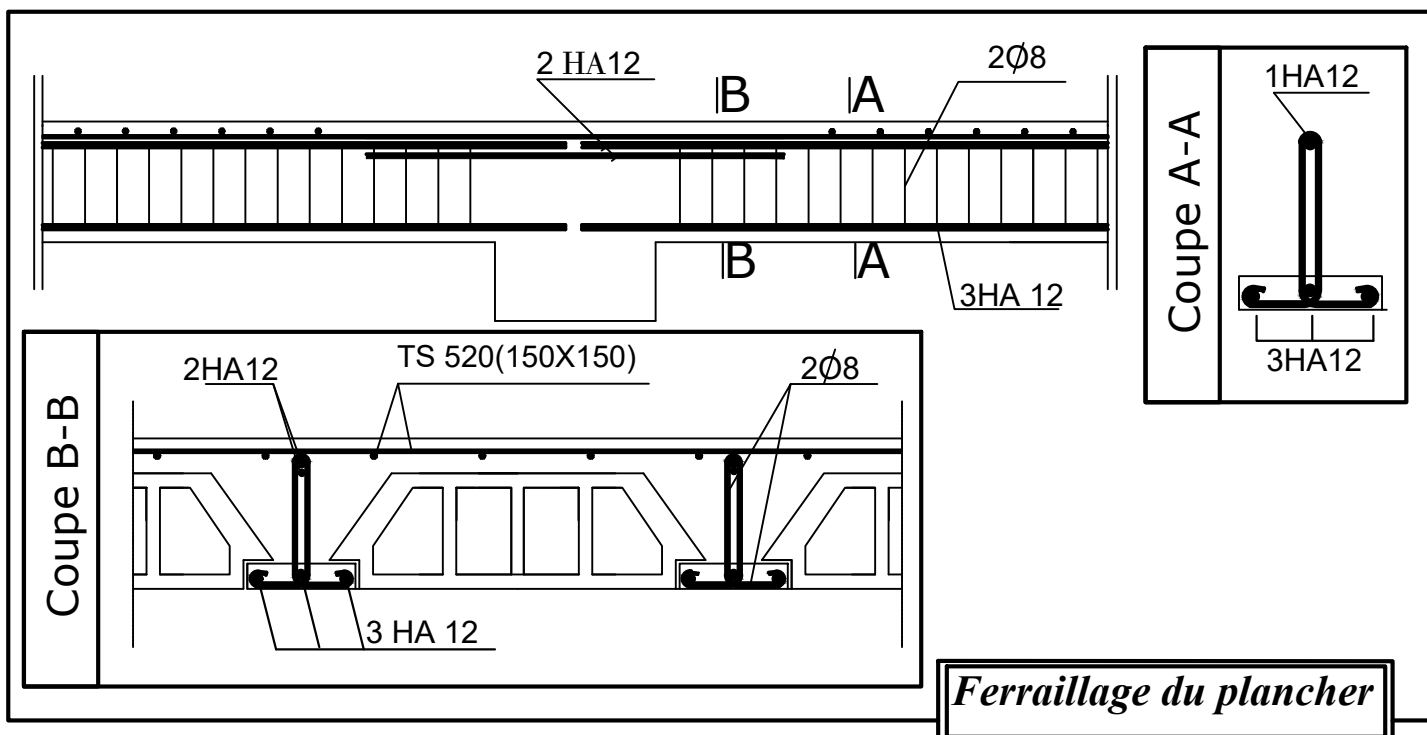
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b> <b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b> -KACI Lamia -ELAIOUNE Kahina	<b>Titre :</b> -Ferrailage de la poutre de chaînage -Ferrailage de la poutre palière	<b>Echelle°:1/25</b> <b>Plan N°:08'</b>
<b>Dirigé par :</b> Mr A.MANSOURI	-Ferrailage des escaliers -Ferrailage de l'acrotère	<b>Promotion:</b> 2021



**Ferraillage du balcon**



**Ferraillage de la dalle salle machine**



**Ferraillage du plancher**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<u>Etudié par :</u> -KACI Lamia -ELAIOUNE Kahina	<u>Titre :</u> -Ferraillage du balcon -Ferraillage du plancher -Ferraillage de la dalle salle machine	<u>Echelle°:</u> 1/25
<u>Dirigé par :</u> Mr A.MANSOURI		<u>Plan N°:</u> 08
		<u>Promotion:</u> 2021

**IV-1-Introduction :**

Dans le cas où une ossature est composée ; à la fois de portiques et de refends, il est indispensable de comparer l'inertie des voiles par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître des sollicitations sur les éléments voiles et portiques.

**IV-2-les étapes d'étude de contreventement :****IV-2-1-Caractéristiques géométriques de refends :****Inerties des refends pleins**

- Les refends

longitudinaux :  $I_x \ll I_y (e \ll L)$

$$I_x = \frac{L e^3}{12} = 0 \quad I_y = \frac{e L^3}{12}$$

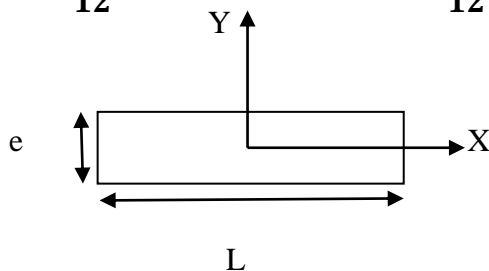


Figure IV-1 : Refend longitudinal.

- Les refends transversaux :  $I_y \ll I_x$

$$(e \ll L) \quad I_x = \frac{e L^3}{12} \quad I_y = \frac{L e^3}{12} = 0$$

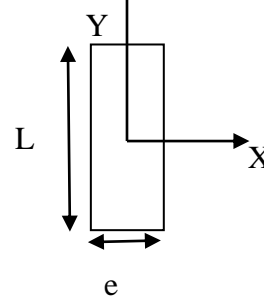


Figure IV-2 : Refend transversal.

**IV-2-2-Calcul des inerties fictives des portiques :****Méthode des approximations successives :**

Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur des plancher, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques. L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{F_n}{D_n} \text{ avec } D_n = \sum \Delta_n$$

$I_{en}$  : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « i ».

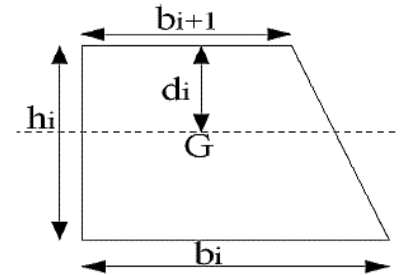
$F_n$  : Flèche du refond au niveau « i ».

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

**IV-2-3-Calcul des flèches dans les refends :****Méthode des moments des aires :**

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \text{ Avec } S_i = \begin{cases} (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{cases}$$



$f_i$  : flèche de refend choisit au niveau « i ».

$S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

**IV-2-4-Calcul des déplacements des portiques :**

La rotation d'étage est donnée :

➤ Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :  $M_n = T_n \times h_n$

$T_n$  : effort tranchant de niveau « n ».

$K_{tn}$  : raideur des poutres.  $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : raideur des poteaux.  $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

$h$  : hauteur d'étage.

$L$  : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :  $\Delta_n = \Psi_n \cdot h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

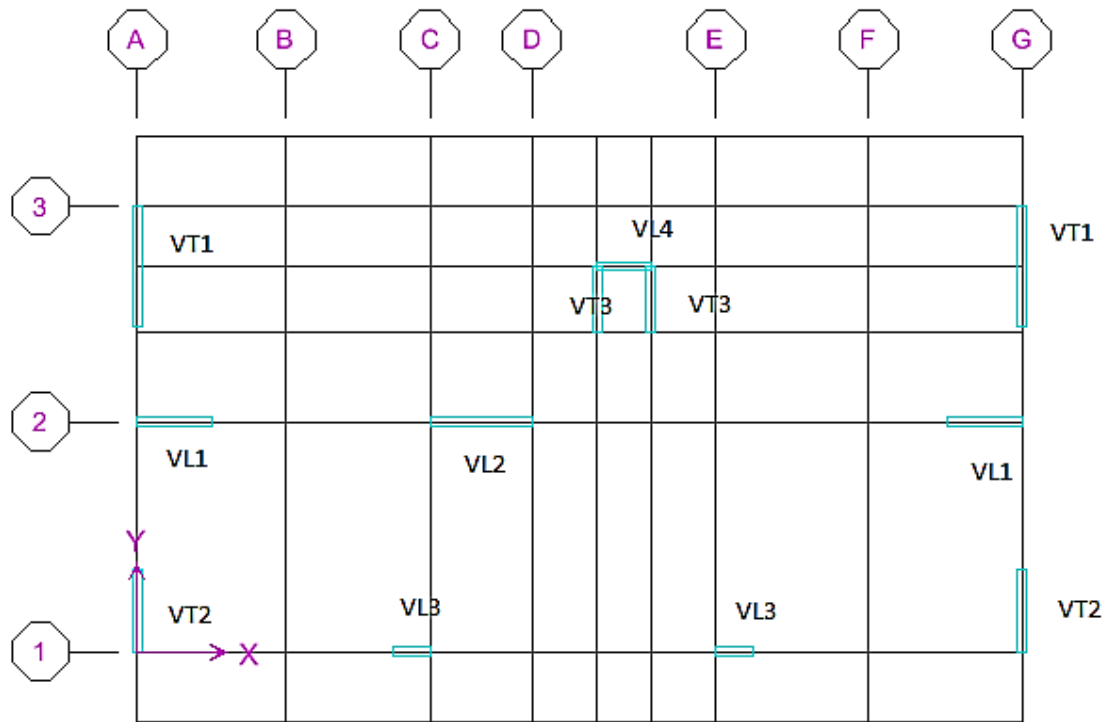
➤ Niveau RDC :

• Poteau encastéré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

IV-3-les résultats d'étude de contreventement :

➤ La disposition des voiles :



➤ Les inerties des voiles :

Refend longitudinal /étage					Refend transversal /étage				
Voile	e(m)	L(m)	Nombre	I(m <sup>4</sup> )	Voile	e(m)	L(m)	I(m <sup>4</sup> )	Nombre
<b>VL1</b>	0,2	1,6	2	0.136	<b>VT1</b>	0,2	2,7	2	0.656
<b>VL2</b>	0.2	2.2	1	0.177	<b>VT2</b>	0.2	1.75	2	0.178
<b>VL3</b>	0,2	0.8	2	0,017	<b>VT3</b>	0,2	1,4	2	0.091
<b>VL4</b>	0,2	1,17	1	0,026					
<b>Imoyen</b>				0,356	<b>I moyen</b>				0.925

Tableau IV.1 : Les inerties des refends dans le sens transversal.

Inertie moyen du refend dans la sen longitudinale : **I<sub>moy</sub>= 0,356m<sup>4</sup>**.

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : **I<sub>moy</sub>= 0,925m<sup>4</sup>**.

➤ **Les aires « Si » et la position du centre de gravité « Xi » :**

Niveau	h (m)	b <sub>i</sub> (m)	B <sub>i+1</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> x d <sub>i</sub>	f <sub>i</sub> .EI= ΣS <sub>i</sub> x d <sub>i</sub>
<b>8</b>	3,06	3.06	0	4.681	2.04	9.550872	7356.60338
<b>7</b>	3,06	6.12	3.06	14.045	1,7	23.87718	6157.57099
<b>6</b>	3,06	9.18	6.12	23.409	1,632	38.203488	4987.19121
<b>5</b>	3,06	12.24	9.18	32.772	1,58666667	52.529796	3874.11667
<b>4</b>	3,06	15.3	12.24	42.136	1,57636364	66.856104	2846.99998
<b>3</b>	3,06	18.36	15.3	51.499	1,56923077	81.182412	1934.49375
<b>2</b>	3,06	21.42	18.36	60.863	1,564	95.50872	1165.2506
<b>1</b>	3,06	24.48	21.42	70.227	1,56	109.835028	567.923148
<b>RDC</b>	3.57	28.05	24.48	93.766	1.82543689	171.164007	171.164007

**Tableau IV.2 :** Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

➤ **Les déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux**

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

	niveau	H	$\Sigma K_{tn}$	$\Sigma K_{pn}$	Mn	Mn+1	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta i$ (t/m)	$\Sigma \Delta i$ (t/m)	f <sub>i</sub> (m)	I <sub>ei</sub> (m <sup>4</sup> )
SENS LONGITUDINALE	8	3,06	0,00669418	0,04492096	3,06	0	19,0464064	15,1998403	46,5115112	4689,17237	6157,57099	1,31314665
	7	3,06	0,00669418	0,04492096	6,12	3,06	57,1392191	49,4460869	151,305026	4642,66086	4987,19121	1,07420968
	6	3,06	0,00669418	0,04492096	9,18	6,12	95,2320319	93,2155368	285,239542	4491,35583	3874,11667	0,86257175
	5	3,06	0,00681739	0,0661316	12,24	9,18	130,915122	128,497368	393,201946	4206,11629	2846,99998	0,67687144
	4	3,06	0,00681739	0,0661316	15,3	12,24	168,319442	168,897021	516,824884	3812,91435	1934,49375	0,50735306
	3	3,06	0,00681739	0,0661316	18,36	15,3	205,723763	210,157289	643,081304	3296,08946	1165,2506	0,35352517
	2	3,06	0,00681739	0,0661316	21,42	18,36	243,128083	251,417557	769,337725	2653,00816	567,923148	0,21406762
	1	3,06	0,00681739	0,0661316	24,48	21,42	280,532404	292,677826	895,594146	1883,67043	171,164007	0,09086728
	RDC	3,57	0,00681739	0,05637083	28,05	24,48	190,078766	276,772069	988,076286	988,076286	0	0
$\Sigma I_{ei}$											5,09261265	
SENS TRANSVERSALE	8	3,06	0,00487475	0,06422428	3,06	0	26,1551946	17,0480583	52,1670585	5885,62544	6157,57099	1,04620504
	7	3,06	0,00487475	0,06422428	6,12	3,06	78,4655838	60,2513112	184,369012	5833,45839	4987,19121	0,85492874
	6	3,06	0,00487475	0,06422428	9,18	6,12	130,775973	116,532161	356,588414	5649,08937	3874,11667	0,6857949
	5	3,06	0,00492843	0,09574825	12,24	9,18	181,092033	166,586939	509,756033	5292,50096	2846,99998	0,53793093
	4	3,06	0,00492843	0,09574825	15,3	12,24	232,832614	220,278493	674,05219	4782,74493	1934,49375	0,40447354
	3	3,06	0,00492843	0,09574825	18,36	15,3	284,573195	274,682308	840,527863	4108,69274	1165,2506	0,28360617
	2	3,06	0,00492843	0,09574825	21,42	18,36	336,313776	329,086123	1007,00354	3268,16487	567,923148	0,17377433
	1	3,06	0,00492843	0,09574825	24,48	21,42	388,054356	383,489938	1173,47921	2261,16134	171,164007	0,07569739
	RDC	3,57	0,00492843	0,09397033	28,05	24,48	171,541626	304,672865	1087,68213	1087,68213	0	0
$\Sigma I_{ei}$											4,06241102	

Tableau IV-3: Déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau.

**Inertie moyenne des portiques :**

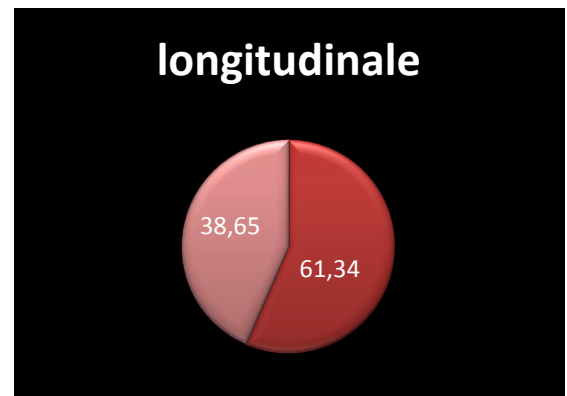
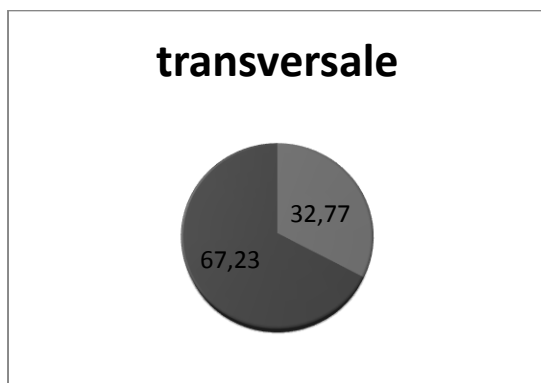
**Sens longitudinal :  $I_{moy}=0,565m^4$ .**

**Sens transversal :  $I_{moy}=0,451m^4$ .**

**Résumé :**

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	portique	voile	Inertie totale	% portique	% voile
	longitudinal	0,565	0,356	0,921	61,34%	38,65%
	Transversal	0.451	0.925	1.376	32,77%	67,23%



### Conclusion

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que le contreventement est le même dans les deux sens.

L'inertie des portiques dépasse 25 % de l'inertie totale de la structure.

D'après le RPA (Article 4.2.3) :

**Le système de contreventement est mixte**

D'où le coefficient de comportement  $R = 5$  (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

**Introduction:**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées. La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

**IV.1.Description de logiciel ETABS :( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).**

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.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**IV.2.Rappel :(terminologie):**

- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- Define: définir
- Materials: matériaux
- Concrete: béton
- Steel: acier
- Frame section : coffrage
- Loads: charge Uniformedloads: point d'application de la charge
- Column: poteau
- Beam: poutre
- File : fichier
- Copy : copier
- Move : déplacer
- Save : enregistrer
- Save as : enregistrer sous
- Add:ajouter
- Delete: supprimer
- Story : étage
- Height: hauteur

**IV.4.Manuel d'utilisation du logiciel ETABS:**

Il ya plusieurs versions de L'ETABS, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6.0



### IV.5. Etapes de modélisation:

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G,Q).
5. Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats

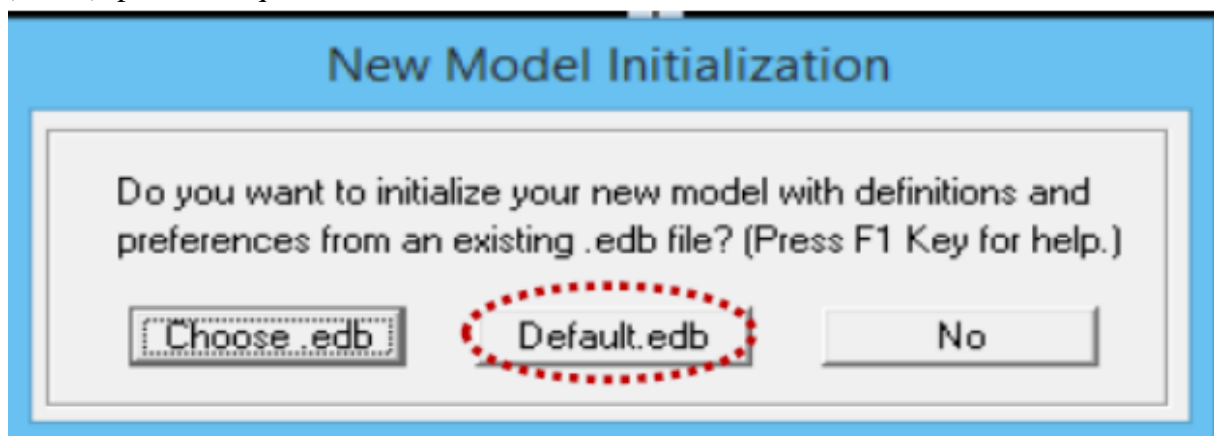
#### IV.5.1. Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser. On clique sur l'icône de L'ETABS :



#### ➤ Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model ou bien (ctrl+n), puis on clique sur Default.edb.



Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Numberlines in Xdirection
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Numberlines in Ydirection
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of baysalongY
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in Xdirection
- Hauteur d'étage → story height;
- Le nombre d'étage → Number of stories;
- La hauteur d'étage courant → typical story hight;
- La hauteur d'étage en bas → bottom storyhight.

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

**Building Plan Grid System and Story Data Definition**

**Grid Dimensions (Plan)**

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

Custom Grid Spacing

**Story Dimensions**

Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

Bottom Story Height:

Custom Story Data

**Units**

**Add Structural Objects**

Steel Deck

Staggered Truss

Flat Slab

Flat Slab with Perimeter Beams

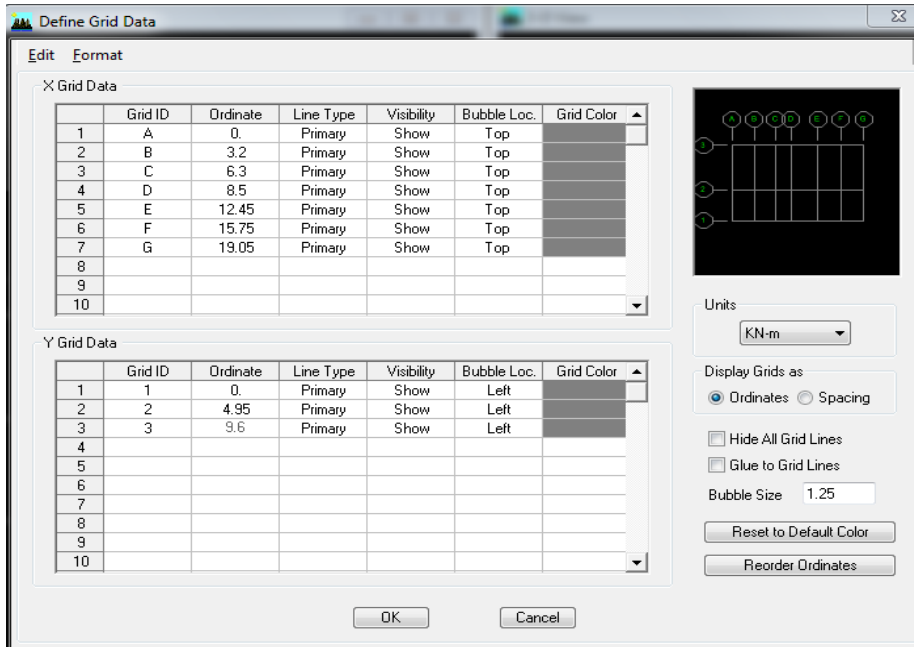
Waffle Slab

Two Way or Ribbed Slab

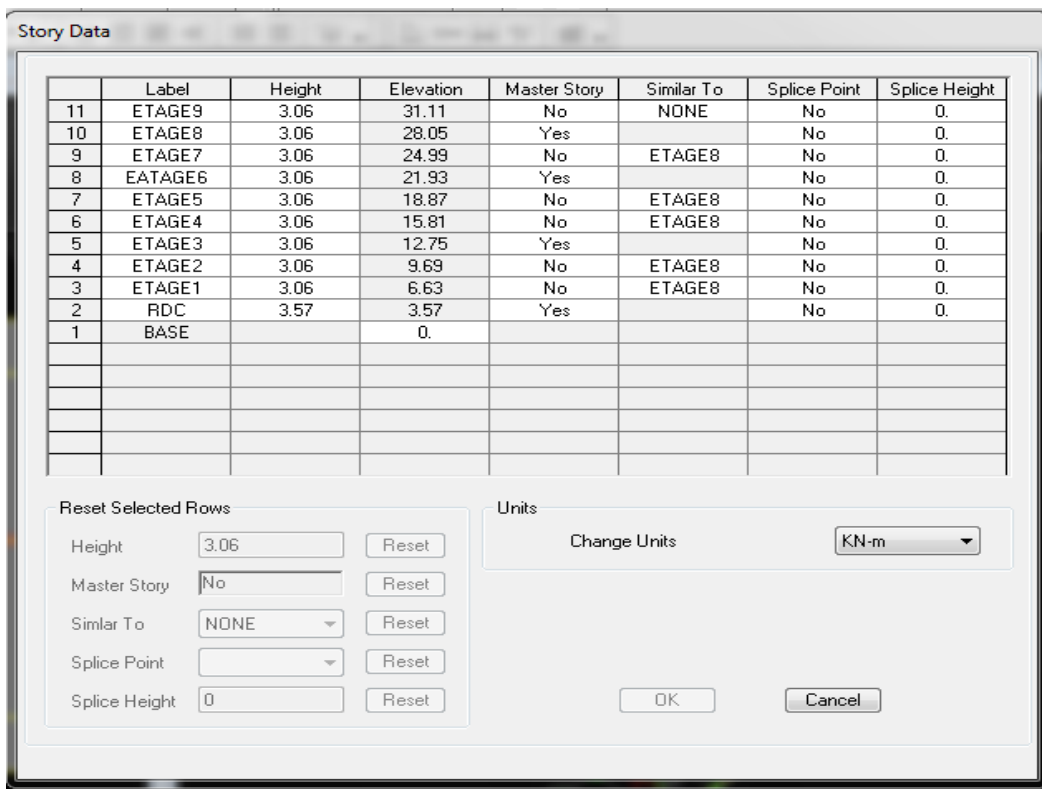
**Grid Only**

**Modification de la géométrie de base :**

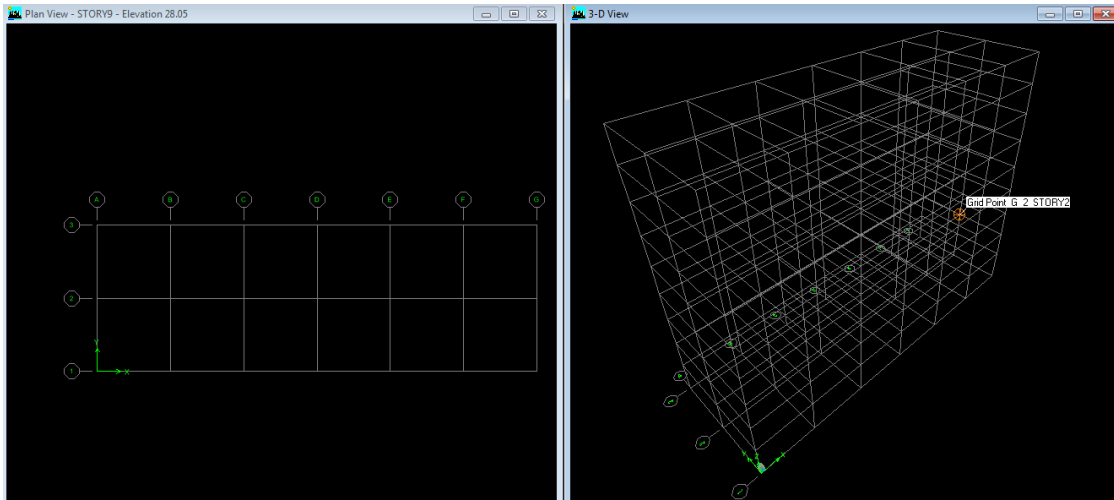
Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étage : On clique sur le bouton droit de la souris. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok.



Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.



Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



#### IV.5.2Deuxième étape:

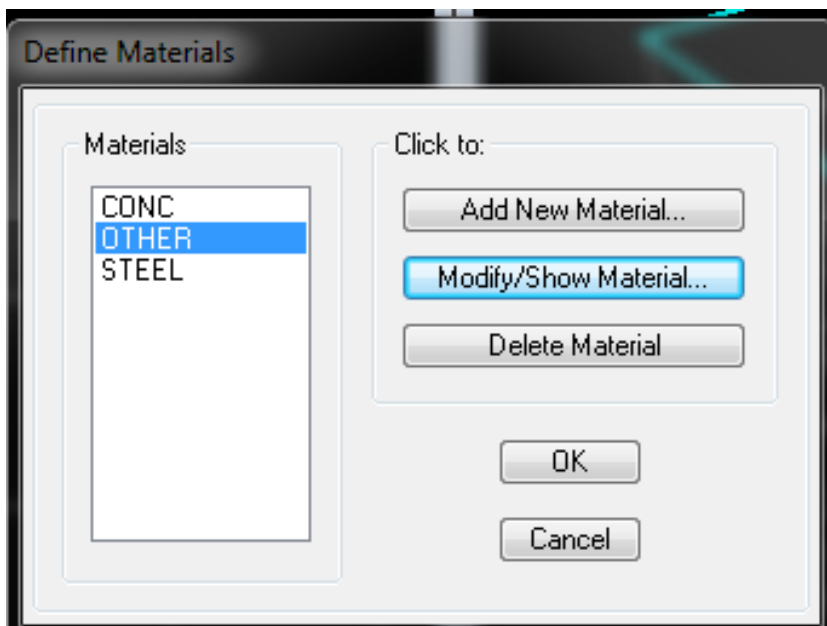
La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

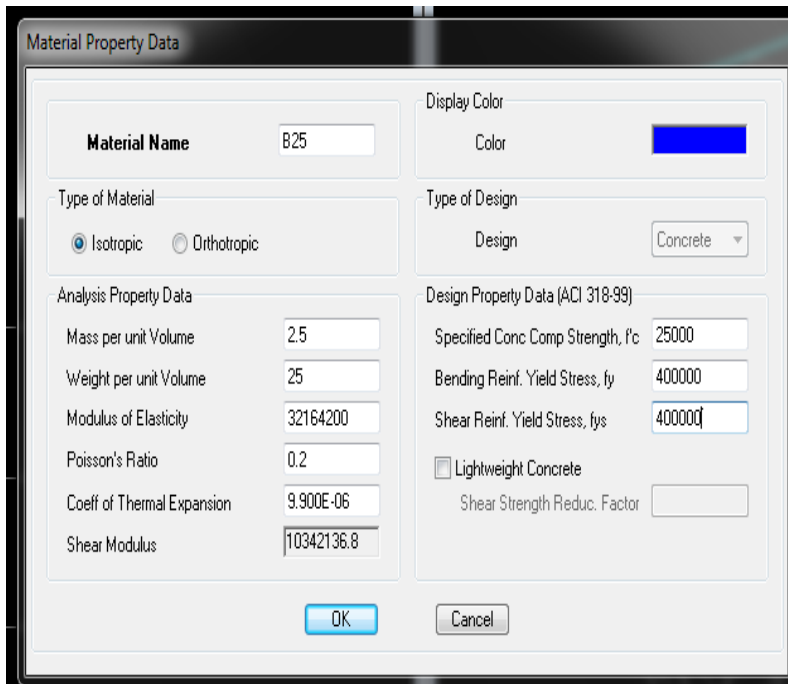
On clique sur Define Material propriete soubie



On sélectionne le matériau CONC

**Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

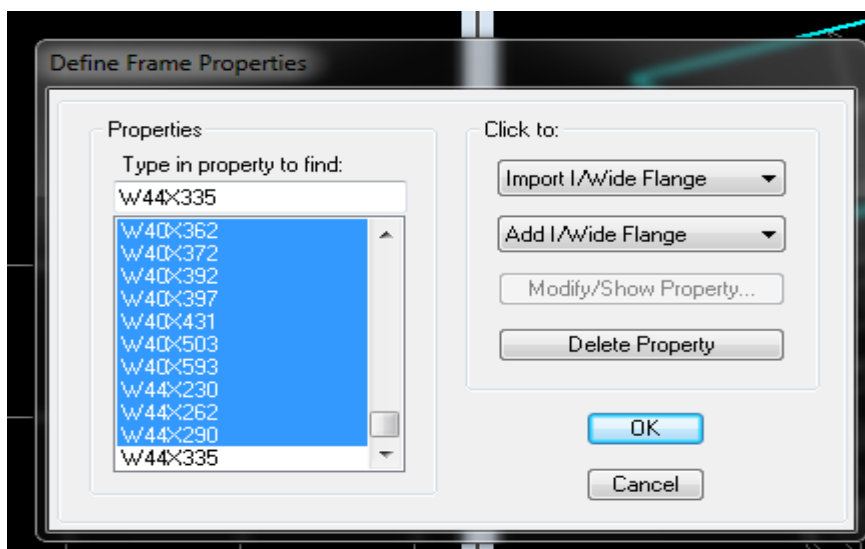




### IV.5.3. Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'attribution des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

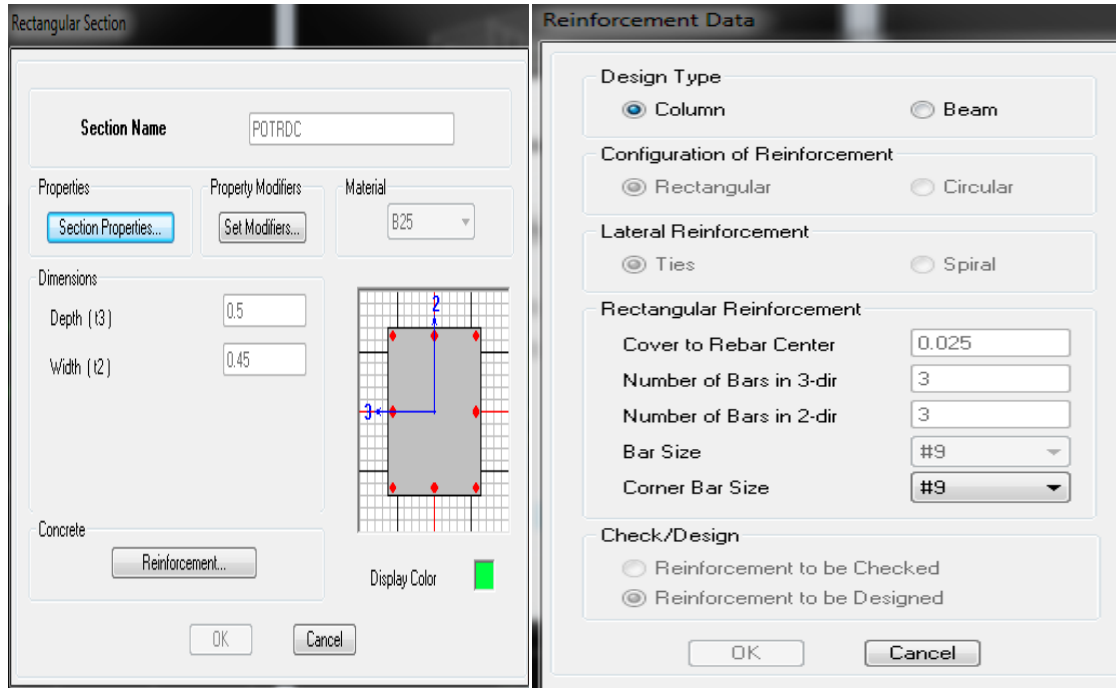
- Définition des différents éléments:
  - a) Les éléments barres (poteaux, poutres):
  - b) Nous choisissons le menu Define → Frame sections.
  - c) Ou bien on clique sur l'icône Icône propriétés → on sélection tout → deleteproperty
  - d) Icône click to → On clique sur AddRectangular « ajout de sections. »



➤ **Les poteaux:**

On clique sur Reinforcement → une fenetre reinforcements'ouvre

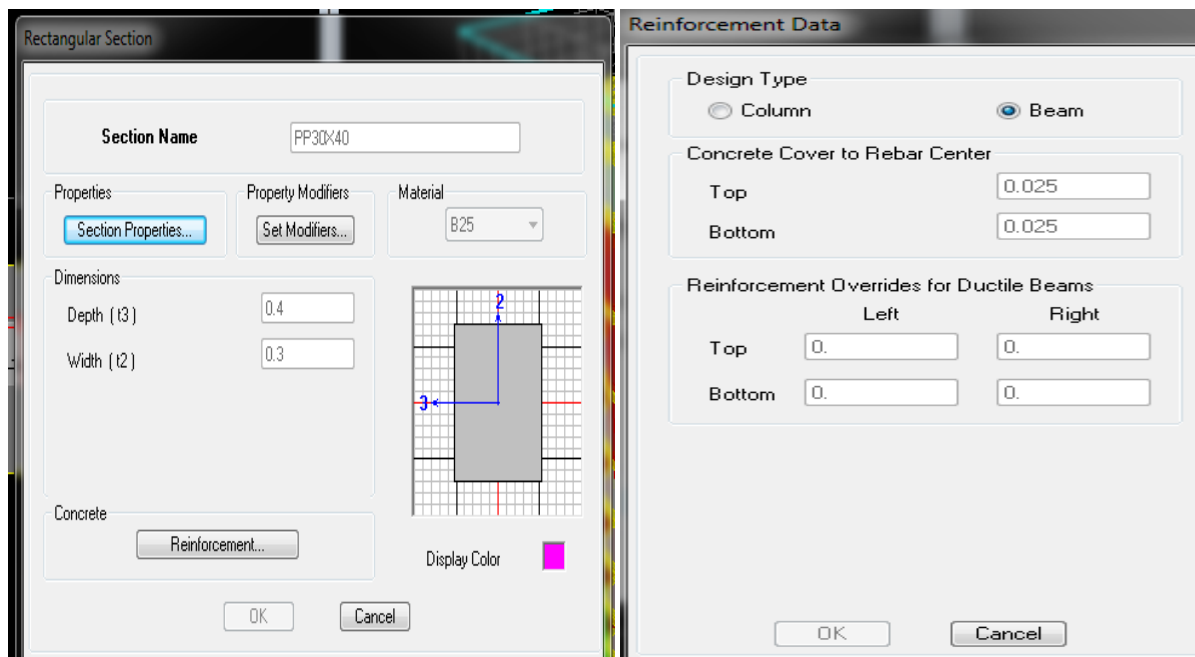
→coucher column.



➤ **Les poutres:**

On clique sur Reinforcement → une fenêtre rienforcements'ouvre

→cocher Beam.



- **Les éléments plaques (voiles et dalles pleines):**

On distingue trois types des éléments plaques qui sont

**Element Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections sont définies par l'épaisseur.

**Elementmembran:** il est utilisé pour les éléments minces.

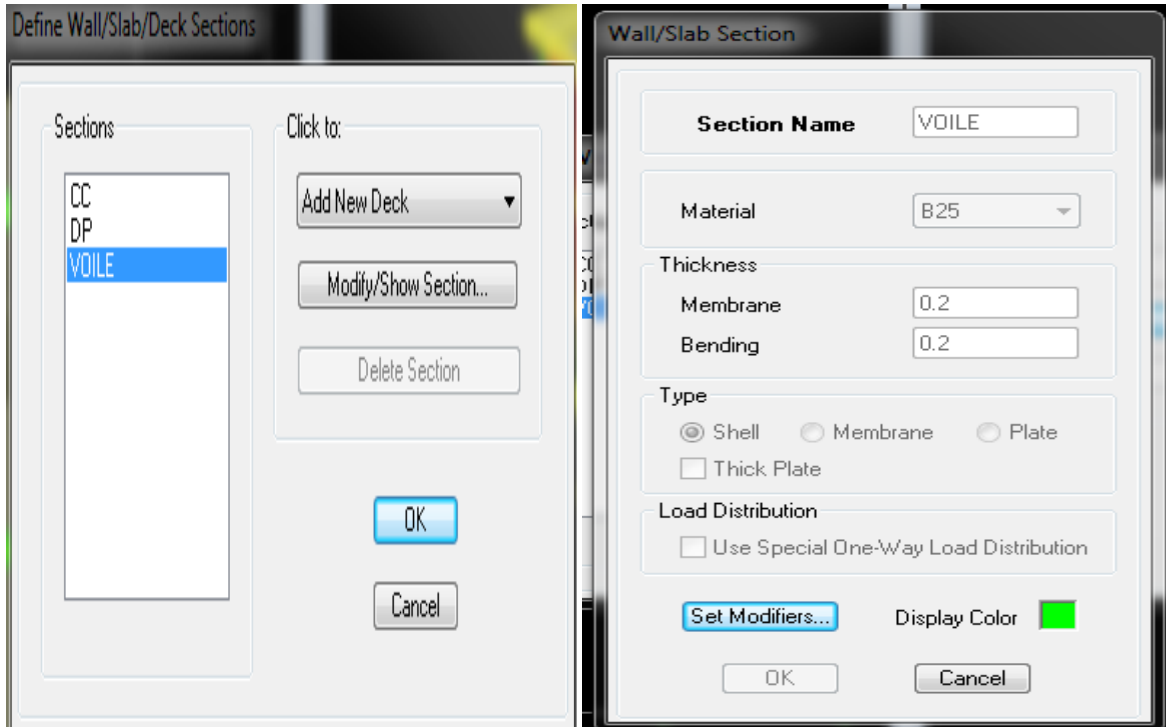
**Element plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

**Voiles:** On choisit le menu **Define**→**wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

icône **properties**→ on sélection tout→**deleteproperty**

icône click **to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »

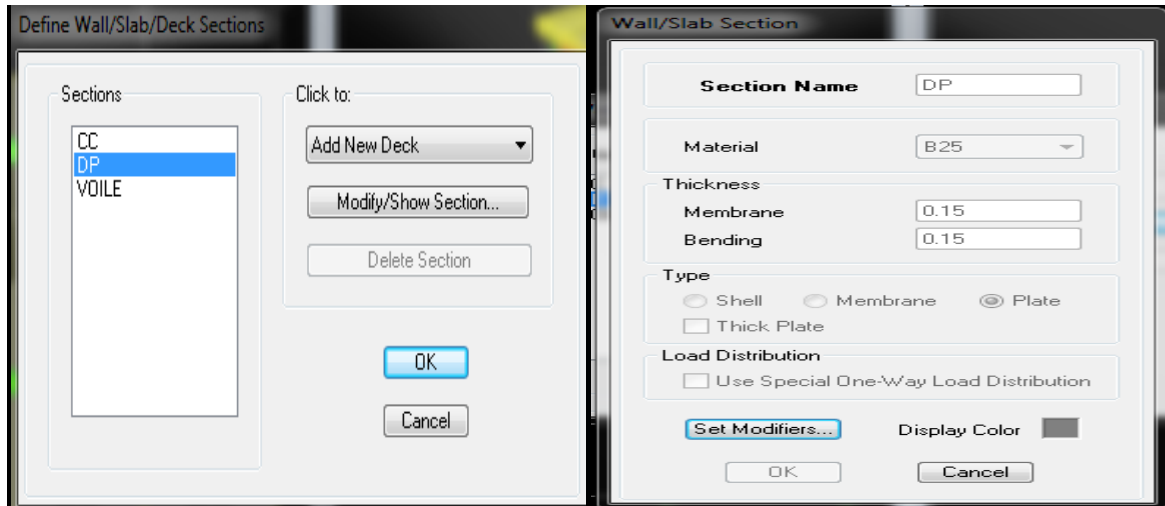
on clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.



- Dalle pleines:

**Define** → wall/ slab/ deck sections, ou bien on clique sur 

on clique sur **Add new slabet** on spécifie le nom



- **Affectation des sections aux différents éléments des portiques:**
  - ❖ Pour les poteaux :

Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur



**Draw** → **draw line objects** → **Createlines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre propriétés of objectnone choisir le nom de la section ex : pot35x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.

- ❖ Pour les poutres:

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur



**Draw** → **draw line objects** → **createlines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **propriétés of objectnone** choisir le nom de la section ex : PP 30×40 au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

Pour les voiles: Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur

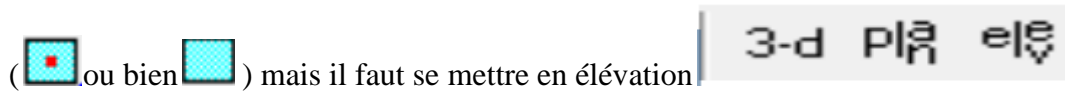
**Draw** → **draw Area objects** → **creatwalls in region or at clicks (plan)** ou bien on clique sur l'icône (ou bien) mais il faut se mettre en élévation



## ❖ Pour les voiles:

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur



**Draw** → **draw Area objects** → **create walls in region or at clicks** ( plan ) ou bien on clique sur l'icône



(  ou bien  ) mais il faut se mettre en élévation

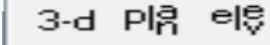
## ✓ Pour dessiner un voile par précision de sa longueur:

**Draw** → **draw Area objects** → **Draw walls**

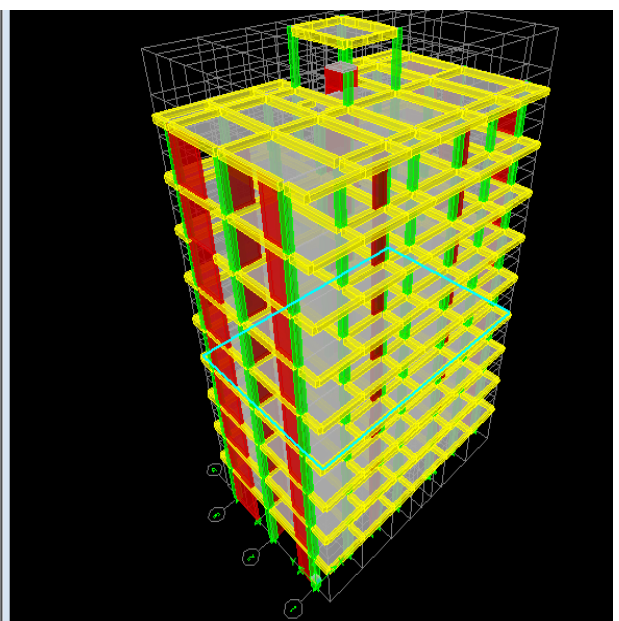
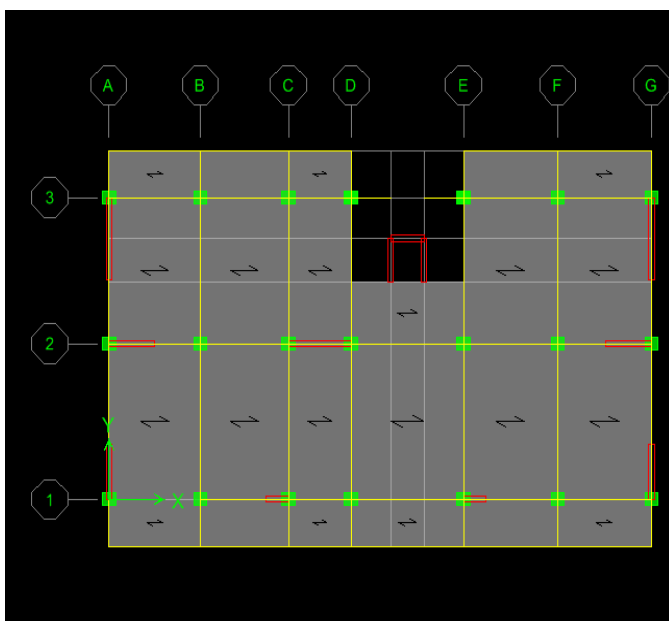
(Plan) il s'affiche une fenêtre → Proprieties Of Object none choisir le nom de la section : voile

→ Drawing Control FixedLength « 1 » on donne sa longueur

## ❖ Les dalles pleines:

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Area** ou bien → **Create Areas At Clicks** ou bien → **Draw Area ( plan, elev , 3D )** Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **dalle pleine** .



#### IV.5.4 Quatrième étape:

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

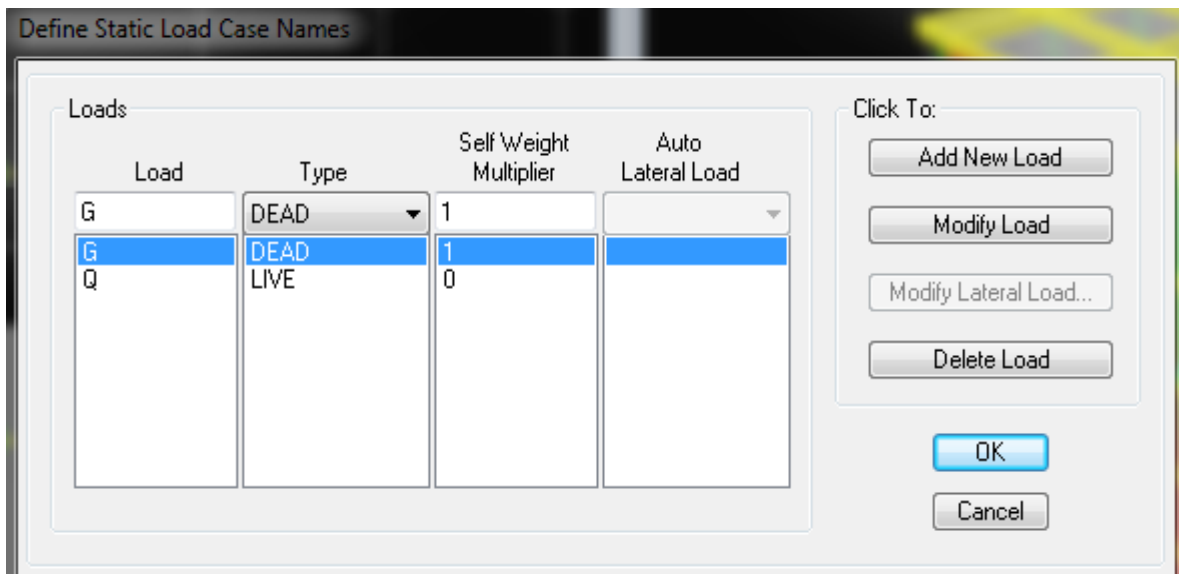
##### a) Définitions des charges: Define⇒staticloadcases



Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW).

##### Remarque :

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0



##### b) Introduction des charges:

###### Exemple : Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

On sélection les dalles a chargé



Assing⇒shell/area Loads⇒Uniform.Ou bien on clique sur l'icône

**Uniform Surface Loads**

Load Case Name:  Units:

Uniform Load

Load:

Direction:

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

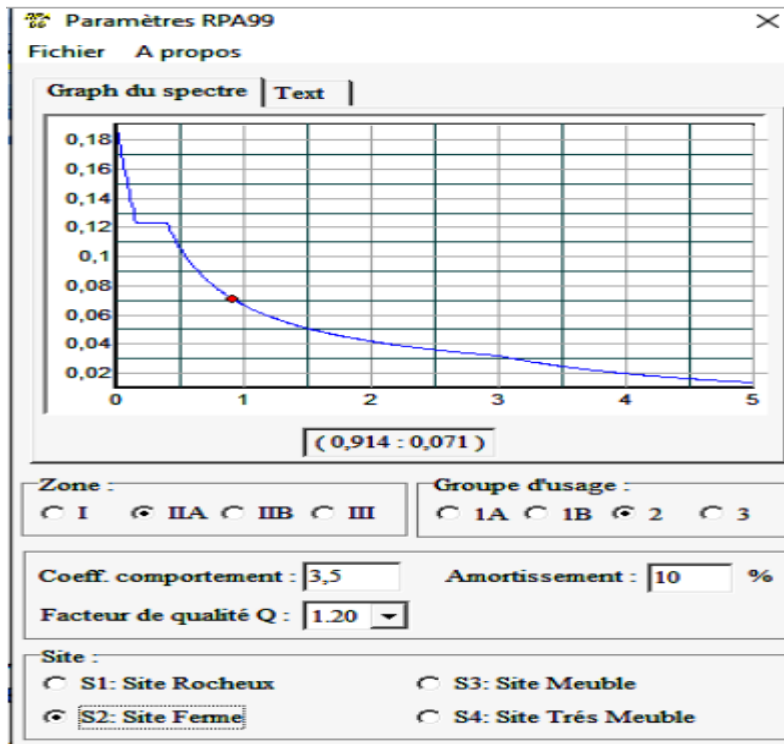
Delete Existing Loads

#### IV.5.5.Cinquièmes étapes :

**Définition de la charge dynamique (E):** Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

#### Données à introduire dans le logiciel :

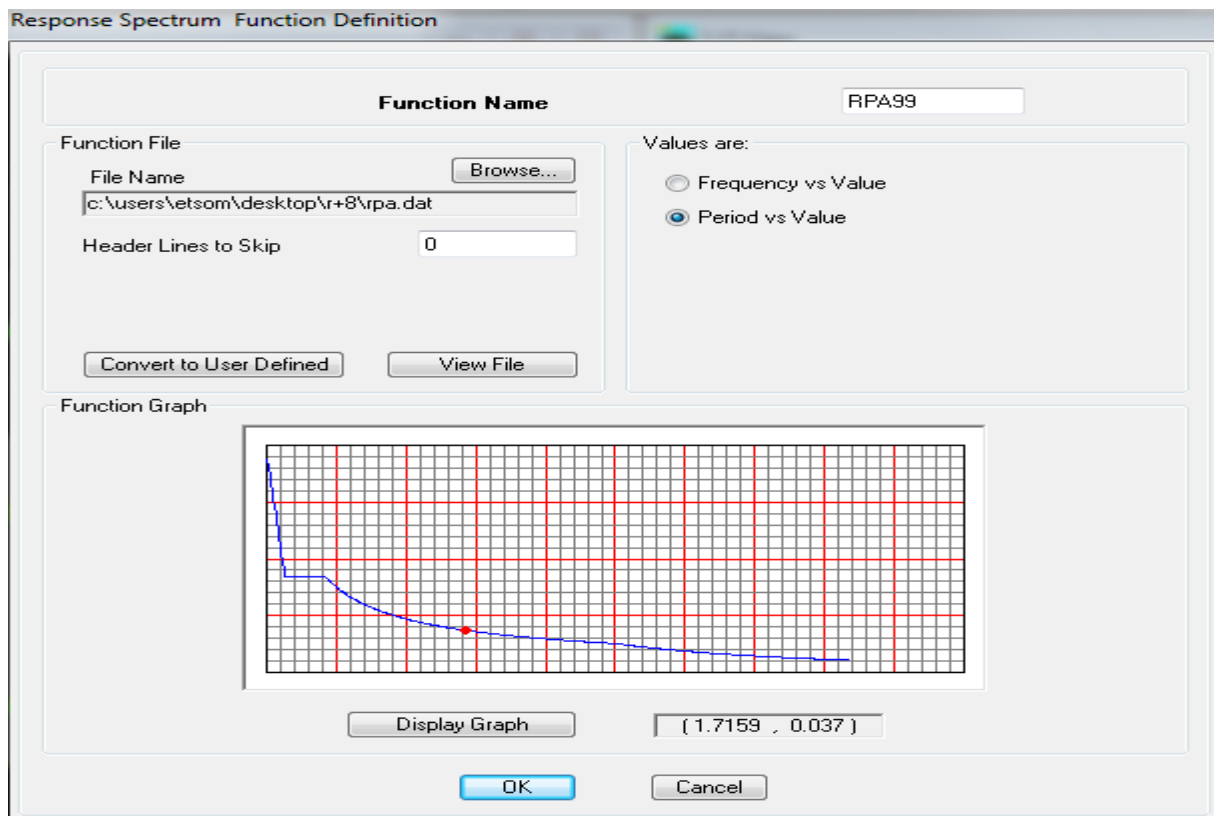
- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA2003)
- Coefficient comportement :  $R=5$
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S2 (Voir rapport de sol Chapitre1).
- Facteur de qualité (Q):  $Q=1+q \rightarrow Q=1.2$



On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur Text ⇒ Enregistrer

pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

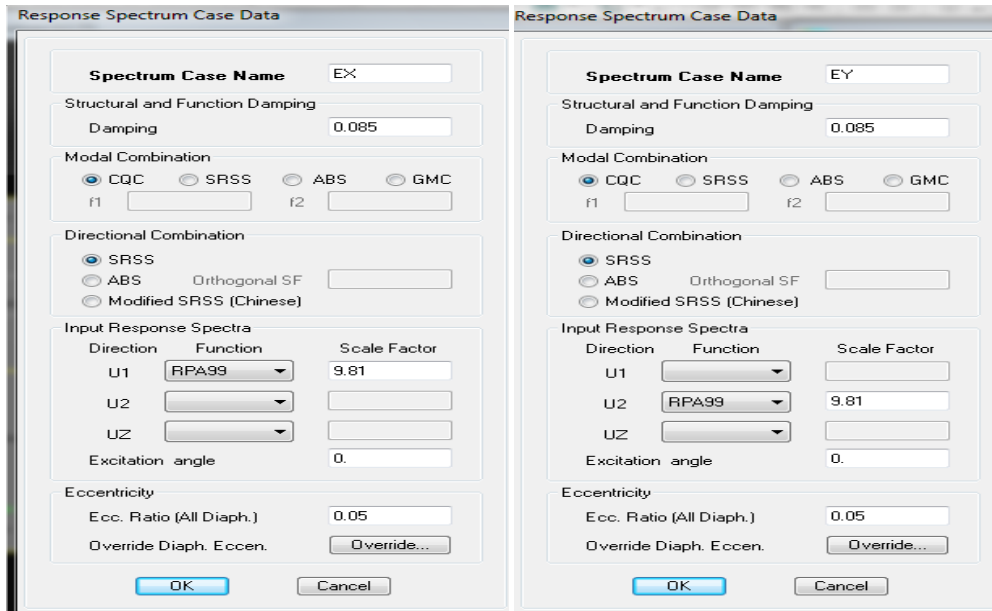
**define⇒ responsespectrum⇒functionspectre from file.**



Définition de la charge sismique 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 Add .⇒Response Spectrum Cases⇒ New Spectrum**



#### IV.5.6. Seizième étape :

Introduction des combinaisons d'action

##### ❖ Combinaisons aux états limites:

ELU 1,35 G+1,5 Q.


ELS G+Q.

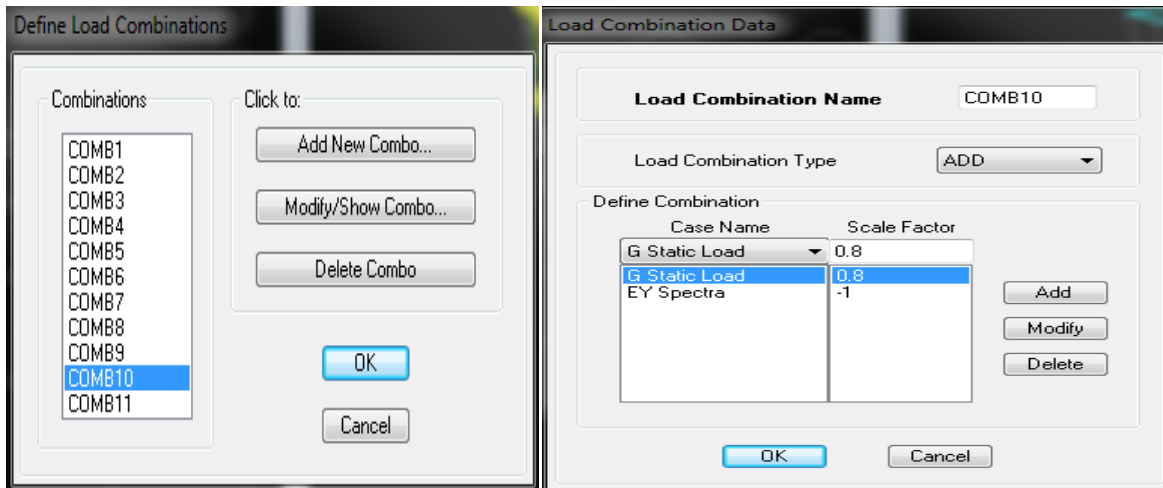
##### ❖ Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : G+Q ± E.

08 GE : 0,8G ± E.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define→ Loadcombinations**

ou bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **AddNew Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.




**IV.5.7. Septième étape : Définir l'action sismique:**

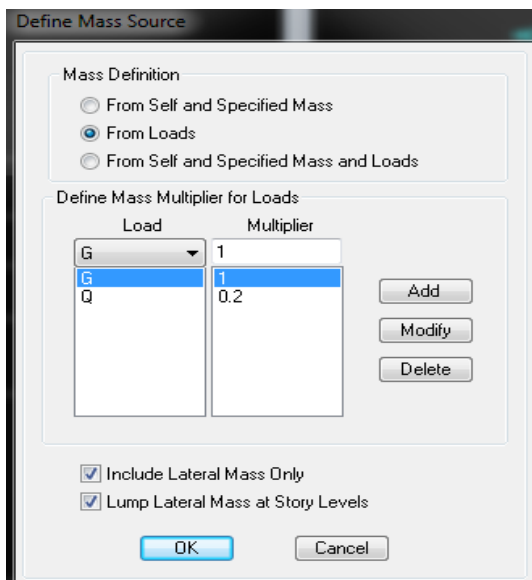
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$ : Coefficient de pondération, d'après le RPA →  $\beta=0.2$  (bâtiment d'habitation).

L'instruction à suivre :

Define → masse source 

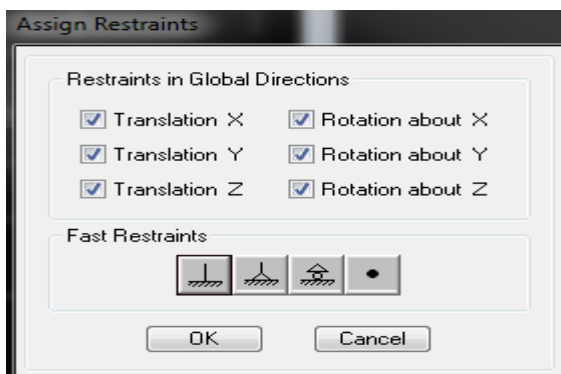


**IV.5.8. Huitième étape:**


Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser. Appuis: Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le nœud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

Sélectionne les nœuds à la base.

Assing → joint/ point → restraints. Ou bien cliquer sur l'icône suivante

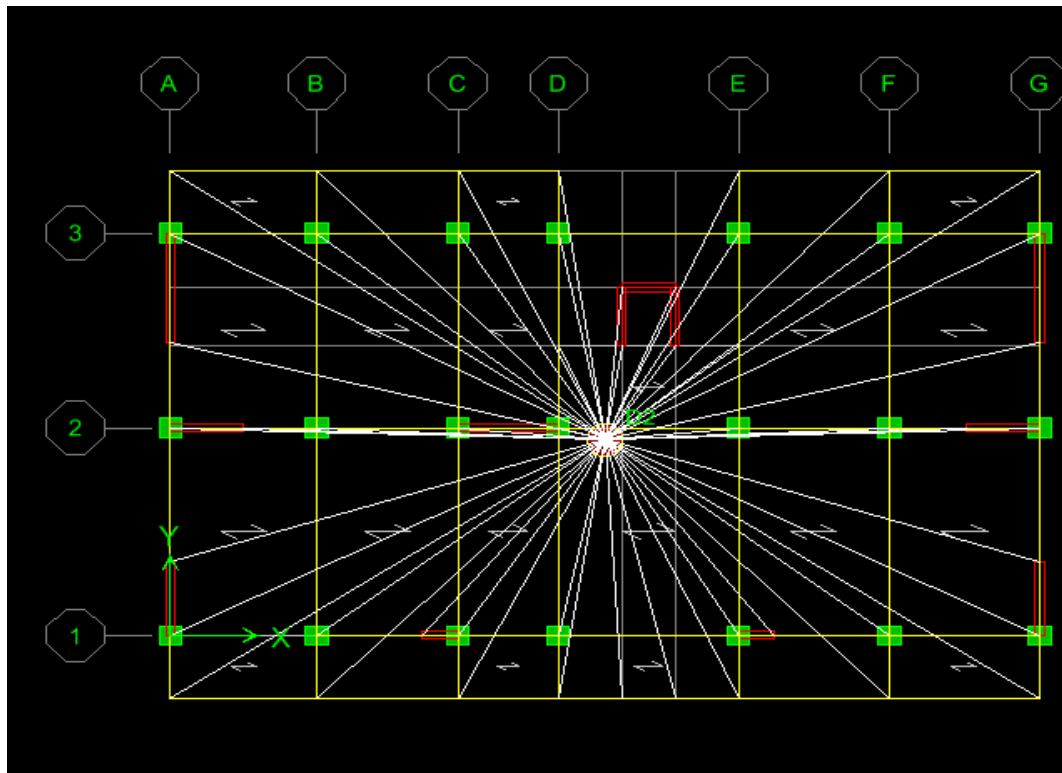
**❖ Les diaphragmes:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque Plancher.

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite:

Assing → joint/point → Diaphragme Add New Diaphragm.

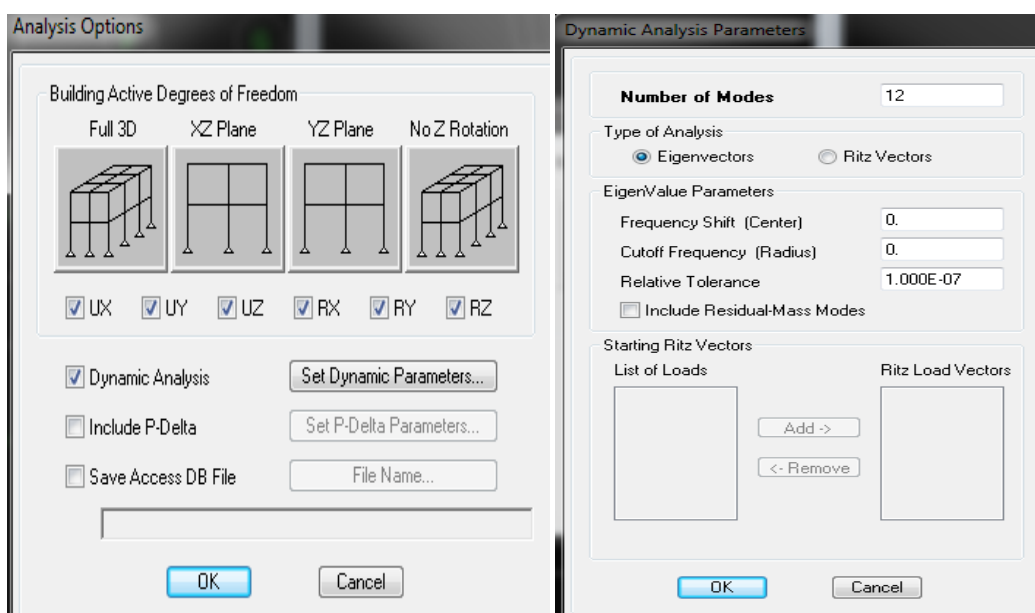
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.



**IV.5.9. Neuvièmes étapes : l'analyse dynamique:**

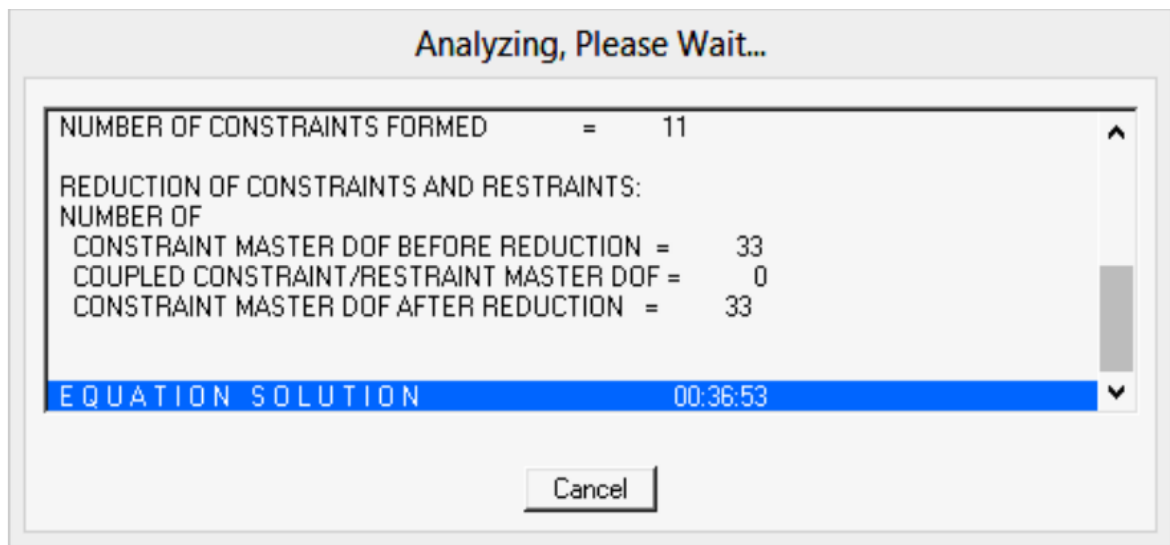
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes : **Analyze** → **set Analysis options**



**L'Analyse et la visualisation des résultats:**

**Analyse** ⇒ **RunAnalysis**, Ou on clique sur le Botton F5 du clavier.

**IV.5.10.Dixièmes étapes:**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

**a) Déplacement:**

**Display** ⇒ **show Deformed shape**



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

**b) Visualisation des réactions:**

**Display** ⇒ **show Member Force/stress Diagram** ⇒ **Support/SpringsReaction**.

**c) Visualisation des modes de vibration:**

**Display** ⇒ **Show Shepe**.

Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure Appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

**d) Analyse et visualisation des résultats :**

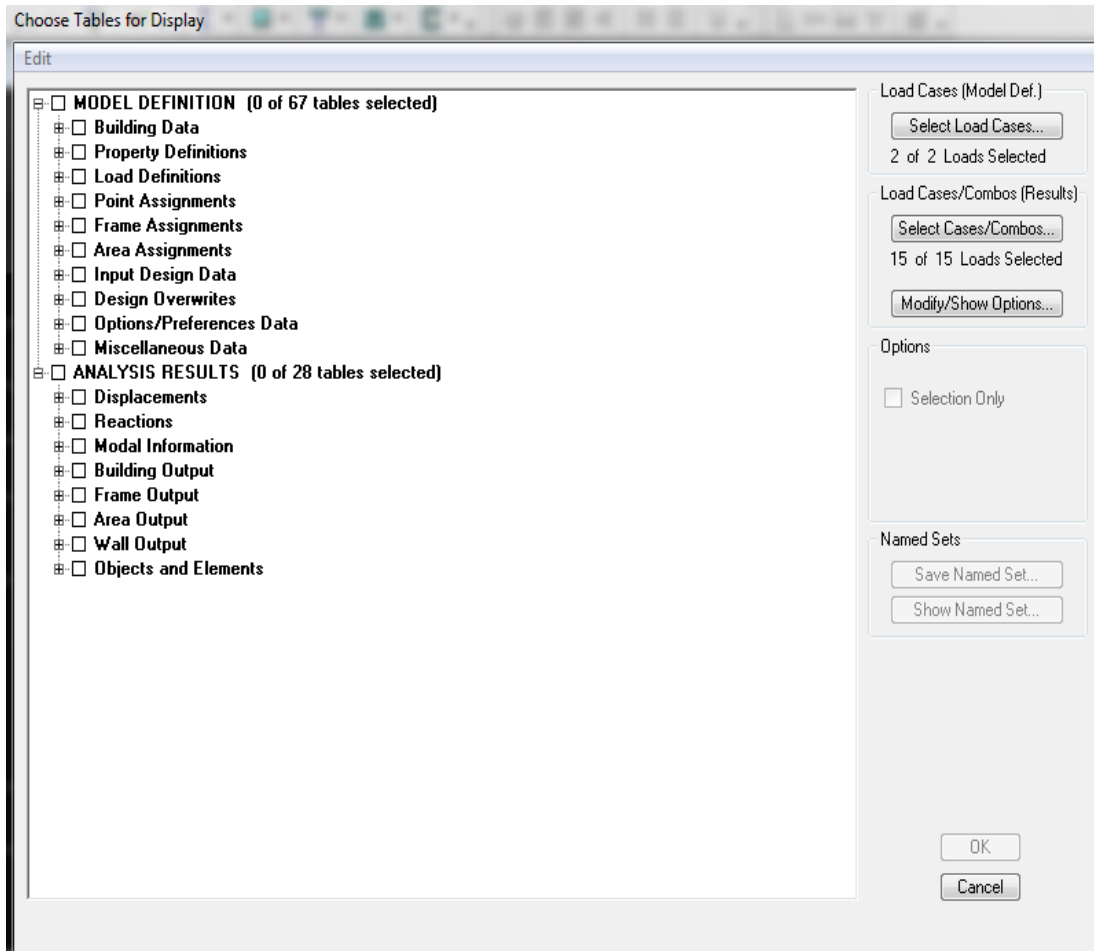
Pour le lancement de l'analyse : **Analyze** → **RunAnalysis**(ou F5)

pour la visualisation des résultats :


## IV.5.11. Visualisation des résultats :

## ➤ Période et participation modale :

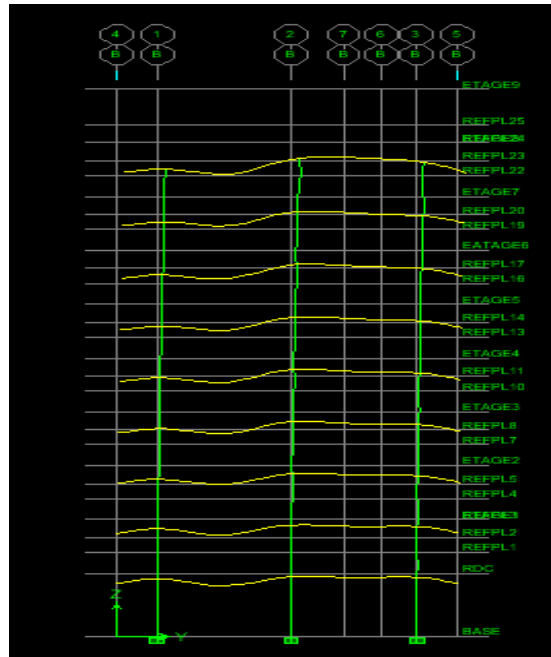
Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



## ➤ Déformée de la structure :

Avec le menu Display il est possible de choisir show **DeformedShap**  pour visualiser les déplacements. Le menu Show **deformedconduit** à la fenêtre suivante :

Il faut spécifier le cas de chargement **G**



➤ **Réaction :**

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces/ StressesDiagram –Support /SpringReaction.**

On aura la boîte de dialogue suivante :

- \_ Sélectionner le cas de chargement.
- \_ cocher Réactions
- \_ Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



Les réactions à la base de la structure\*

**Les efforts internes :**

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante :

\_ Sélectionner le cas de chargement

\_ L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN)

\_ l'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)

\_ l'option **Shear 3-3**affiché l'effort tranchant hors plans

\_ l'option **Moment 3-3** affiché le diagramme de moments fléchissant (DMF)

\_ l'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes

\_ l'option Seal Facteur permet d'ajuster la taille des diagrammes

\_ pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **FillDiagram** et on couche

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** ➤ **Show tables** Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Les Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appui sur **show tables** puis on couche« **Displacements** » Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX** ou **EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison «**EX** ou **EY**». Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passages qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulée dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et on fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs bien matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une degré de protection acceptable.

**VI.1. Choix de la méthode de calcul :**

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci :

**•La méthode modale spectrale :**

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

**VI.2. On doit vérifier les conditions suivantes :**

1. Le pourcentage de participation massique.
2. La période fondamentale de la structure.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. L'effet P-Delta.
6. Le déplacement maximal.
7. L'excentricité.
8. L'effort normal réduit dans les poteaux

**VI.4. La vérification des conditions :****1. Pourcentage de participation de la masse modale :(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

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. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.780056	0.8879	70.9512	0.0000	0.8879	70.9512	0.0000	97.9121
2	0.759661	72.4530	0.8853	0.0000	73.3410	71.8365	0.0000	1.2228
3	0.614166	0.6169	0.0024	0.0000	73.9578	71.8389	0.0000	0.0075
4	0.217189	13.3745	0.1689	0.0000	87.3323	72.0078	0.0000	0.0054
5	0.211951	0.1536	14.6306	0.0000	87.4859	86.6385	0.0000	0.4323
6	0.163739	0.0468	0.0001	0.0000	87.5327	86.6385	0.0000	0.0000
7	0.132855	0.0000	0.9874	0.0000	87.5327	87.6259	0.0000	0.0800
8	0.127222	1.2468	0.0011	0.0000	88.7795	87.6271	0.0000	0.0001
9	0.115019	0.1120	0.0000	0.0000	88.8915	87.6271	0.0000	0.0000
10	0.096093	4.7283	0.0033	0.0000	93.6198	87.6304	0.0000	0.0001
11	0.088251	0.0060	5.6694	0.0000	93.6258	93.2999	0.0000	0.2437
12	0.073114	0.1293	0.0173	0.0000	93.7551	93.3172	0.0000	0.0007

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 10(93.61≥90%).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 11 (93.29≥90%).

D'où la condition du RPA est vérifiée.

**2. La période fondamentale de la structure :(RPA99-version2003/ Art 4.2.4)****a) Calcul de la période empirique :**

$$T_{emp} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$$T_{emp} = 0.05 \times (28.05)^{\frac{3}{4}} = 0.61s$$

**b) Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{RPA} = T + 30\%T = 0.79 s$$

**c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

$$T_{etabs} = 0,78s$$

**d) Comparaison des résultats :**

On à :

- ✓ La période calculée  $T_{emp} = 0,61s$
- ✓ La période majorée  $T_{RPA} = 0.793s$
- ✓ La période ETABS  $T_{etabs} = 0,78 s$

D'après les résultats :

$$T_{RPA}=0,793s > T_{etabs} =0,78s \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**3. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{etabs}$  obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{RPA}$

$V_{etabs}$  : Effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

$V_{RPA}$ : Effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{Art 4. 1 du RPA 99})$$

$A = 0,15$  (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

$R = 5$  (valeur du coefficient de comportement).

$W = 17780.14$  (poids total de la structure).

$D$  : facteur d'amplification dynamique.

$Q$  : facteur de qualité.

- ✓ **Calcul de facteur de qualité  $Q$  :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.
- La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^n Pq$

- ✓ **Régularité en plan :**
- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Donc la régularité en plan non vérifié  $P_q = 0,05$

- **Condition de régularité en élévation :**
- ✓ **La continuité des systèmes de contreventement :** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation : Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même Nature ..... Condition vérifiée
- ✓ **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment.....**condition vérifiée.**

**Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :** Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

❖ **Sens longitudinal :**

Critères	Observé (Oui ou Non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Oui	<b>0.00</b>
3- Régularité en plan	Oui	<b>0.00</b>
4- Régularité en élévation	Oui	<b>0.00</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	<b>0.05</b>
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	<b>1.00</b>
7-		

**Tableau VI.1 :** Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

❖ **Sens transversal :**

Critère	Observé (Oui ou Non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	<b>0.05</b>
2- Redondance en plan	Oui	<b>0.00</b>
3- Régularité en plan	Oui	<b>0.00</b>
4- Régularité en élévation	Oui	<b>0.00</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	<b>0.05</b>
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	<b>1.00</b>

**Tableau VI.2 :** Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 1.0 \cdot 0) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q = 1.20}$$

### 1. Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).
- De la période fondamentale de la structure  $T$ .
- Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} \left[\frac{3.0}{T}\right]^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

- Avec :
- $T$  : Période fondamentale de la structure.
- $T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

- La nature du sol : rocheux meuble (site S<sub>2</sub>)  $\Rightarrow$   $\mathbf{T_2 = 0.40s}$

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

-  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

- Avec :
- $\xi$  (%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2. RPA 99/ version 2003).

-  $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0.76$

-  $T_2 = 0.40 \text{ s} < T = 0.78 \text{ s}$ .

-  $D = 2.5\eta \left(\frac{0.4}{0.78}\right)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.22}$

Application numérique :

$$V_{RPA} = \frac{0.15 \times 1.22 \times 1.2 \times 17780.14}{5} = 736.62$$

$$V_{RPA} = 780.90 \text{ KN}$$

$$0.8V_{RPA} = 624.30 \text{ KN}$$

### 2. L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

Pour obtenir l'effort tranchant par ETABS on suit les étapes suivantes : Display

→ Show tables → Model Information → Building Modal Information Réponse

Spectrum Base Réaction et choisir la combinaison **E**

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EY	1	U1	10.54	-94.19	0.00	1945.737	215.080	-934.646
	EX	2	U1	875.07	96.73	0.00	-1999.167	17839.146	-2931.415
	EX	3	U1	8.59	-0.54	0.00	16.690	184.681	-86.409
	EX	4	U1	213.48	-23.99	0.00	75.668	379.961	-1118.809
	EX	5	U1	2.45	23.93	0.00	-72.325	3.687	212.616
	EX	6	U1	0.75	-0.03	0.00	0.204	1.209	-6.941
	EX	7	U1	0.00	0.05	0.00	-0.237	0.009	0.486
	EX	8	U1	23.05	-0.70	0.00	3.853	105.605	-163.029
	EX	9	U1	2.22	-0.05	0.00	-0.047	10.196	-14.039
	EX	10	U1	103.72	-2.75	0.00	9.437	376.491	-449.075
	EX	11	U1	0.14	4.19	0.00	-15.293	0.466	38.740
	EX	12	U1	3.17	-1.16	0.00	4.092	10.488	-22.132
	EX	All	All	926.36	21.51	0.00	429.338	18137.796	4041.059
	EY	1	U2	-94.19	841.94	0.00	-17392.902	-1922.592	8354.786
	EY	2	U2	96.73	10.69	0.00	-220.990	1971.956	-324.041
	EY	3	U2	-0.54	0.03	0.00	-1.050	-11.619	5.436
	EY	4	U2	-23.99	2.70	0.00	-8.504	-42.699	125.730
	EY	5	U2	23.93	233.53	0.00	-705.922	35.982	2075.232
	EY	6	U2	-0.03	0.00	0.00	-0.008	-0.045	0.257
	EY	7	U2	0.05	17.64	0.00	-88.296	3.198	181.306
	EY	8	U2	-0.70	0.02	0.00	-0.116	-3.192	4.928
	EY	9	U2	-0.05	0.00	0.00	0.001	-0.215	0.296
	EY	10	U2	-2.75	0.07	0.00	-0.250	-9.993	11.920
	EY	11	U2	4.19	129.29	0.00	-471.352	14.348	1194.020
	EY	12	U2	-1.16	0.42	0.00	-1.498	-3.840	8.102
	EY	All	All	21.51	899.14	0.00	17641.578	424.597	8472.645

Global Fx : dans le sens xx :

$$V_{etabs} = 926.36\text{kN}$$

Global Fy : dans le sens yy :

$$V_{etabs} = 899.14\text{Kn}$$

**Vérification :**

Sens xx :  $V_{etabs} = 926.36 \text{ KN} > 80\% \text{ VRPA} = 624.30 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

-Sens yy :  $V_{etabs} = 899.14\text{KN} > 80\% \text{ VRPA} = 624.30 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**4. Justification vis-à-vis des déformations, D’après le RPA 99 (art 5.10) :**

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement (**R = 5**).

$\delta_{ek}$  : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Story	U <sub>x</sub>	R	δ <sub>x</sub> (m)	Δ <sub>kx</sub> =δ <sub>k</sub> - δ <sub>k-1</sub>	U <sub>y</sub>	δ <sub>y</sub> (m)	Δ <sub>ky</sub> =δ <sub>k</sub> -δ <sub>k-1</sub>	1%h(m)	condition
ETG8	0.0148	5	0.074	0.004	0.016	0.08	0.006	0.0306	CV
ETG7	0.014	5	0.07	0.0065	0.0148	0.074	0.008	0.0306	CV
ETG6	0.0127	5	0.0635	0.0155	0.0132	0.066	0.018	0.0306	CV
ETG5	0.0096	5	0.048	0.009	0.0096	0.048	0.0095	0.0306	CV
ETG4	0.0078	5	0.039	0.0095	0.0077	0.0385	0.01	0.0306	CV
ETG3	0.0059	5	0.0295	0.0095	0.0057	0.0285	0.0095	0.0306	CV
ETG2	0.004	5	0.02	0.009	0.0038	0.019	0.009	0.0306	CV
ETG1	0.0022	5	0.011	0.007	0.002	0.01	0.0065	0.0306	CV
RDC	0.0008	5	0.004	0.004	0.0007	0.0035	0.0035	0.0357	CV

**Tableau VI.3 :** Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

### 5. Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_k} < 0.1$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"      **Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

**H<sub>k</sub>**: Hauteur de l'étage "k".

		Sens XX				Sens YY			
Niveaux	P <sub>K</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>kx</sub> (KN)	V <sub>K.h<sub>k</sub></sub> (KN.m)	θ(x)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>ky</sub> (KN)	V <sub>K.h<sub>k</sub></sub> (KN.m)	θ(y)
<b>ETG8</b>	2145.27	0.004	212.75	651.01	0.013	0.0075	218.63	669.01	0.024
<b>ETG7</b>	4042.22	0.0065	377.54	1155.27	0.022	0.0075	378.85	1159.28	0.026
<b>ETG6</b>	5922.96	0.0155	507.87	1554.08	0.059	0.0085	502.05	1536.27	0.032
<b>ETG5</b>	7884.17	0.009	623.32	1907.35	0.037	0.009	611.94	1872.53	0.037
<b>ETG4</b>	9845.38	0.0095	723.05	2212.53	0.042	0.009	706.37	2161.49	0.041
<b>ETG3</b>	11806.59	0.0095	801.8	2453.50	0.045	0.0085	779.46	2385.14	0.042
<b>ETG2</b>	13767.8	0.009	863	2640.78	0.046	0.0075	837.06	2561.40	0.040
<b>ETG1</b>	15721.31	0.007	906.48	2773.82	0.039	0.006	879.51	2691.30	0.035
<b>RDC</b>	17780.14	0.004	926.36	3307.10	0.021	0.003	899.14	3209.93	0.016

**Tableau VI.4:** Justification vis A vis de l'effet P- Δ dans les deux sens

### 6. Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

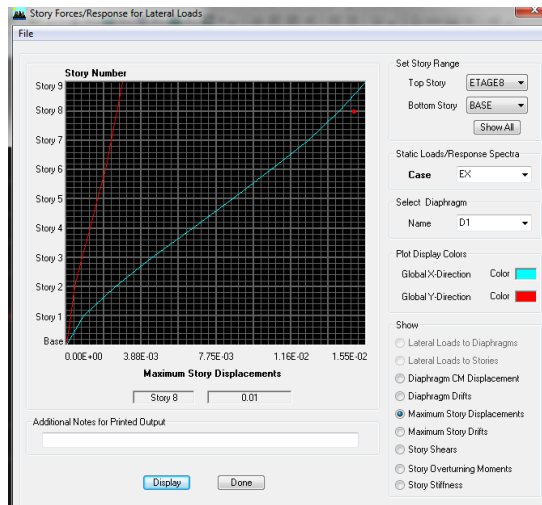
$$\delta_{Max} \leq f_{adm} = \frac{h_t}{500} = \frac{28.05}{500} = 0.056 \text{ m}$$

Avec :

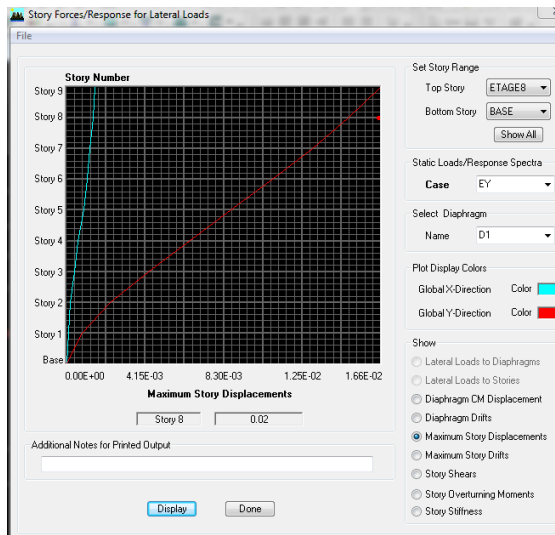
f : la flèche admissible.

H<sub>t</sub>: la hauteur totale du bâtiment.

➤ **Suivant EX :**



➤ **Suivant EY :**



$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.056 \text{ m} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.056 \text{ m} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**7. Vérification de l'excentricité : D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7) :**

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\%L$

**Avec :**  $C_M$  : Le centre de masse.

$C_R$  : Le centre de torsion

Sens x-x :

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	0.05LX	Condition
RDC	D1	9.407	9.638	0.231	0.95	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	D2	9.398	9.585	0.187	0.95	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	D3	9.396	9.561	0.165	0.95	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	D4	9.396	9.542	0.146	0.95	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	D5	9.396	9.526	0.130	0.95	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	D6	9.397	9.512	0.115	0.95	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	D7	9.4	9.5	0.100	0.95	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	D8	9.399	9.489	0.090	0.95	Vérifier
8 <sup>eme</sup> étage	D9	9.431	9.479	0.048	0.95	Vérifier

Tableau VI.5 : vérification de l'excentricité suivant x-x

Sens y-y :

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	0.05LY	Condition
RDC	D1	4.419	4.949	0.53	0.55	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	D2	4.375	5.058	0.683	0.55	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	D3	4.387	5.01	0.623	0.55	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	D4	4.387	4.957	0.57	0.55	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	D5	4.387	4.91	0.523	0.55	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	D6	4.379	4.874	0.495	0.55	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	D7	4.343	4.851	0.508	0.55	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	D8	4.371	4.829	0.458	0.55	Vérifier
8 <sup>eme</sup> étage	D9	4.327	4.793	0.466	0.55	Vérifier

Tableau VI.6: vérification de l'excentricité suivant y-y

## 8. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003

### Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton

Pour :

•**Poteaux 40x45 :**

$$N_d = 1265.9 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1265.9 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0.28 \leq 0.3 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

•**Poteaux 35x40 :**

$$N_d = 344.51 \text{ KN}$$

$$V = \frac{344.51 \times 10^3}{350 \times 400 \times 25} = 0.09 \leq 0.3 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**V.5. Conclusion :**

**D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :**

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- La période fondamentale de la structure.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le déplacement relatif est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- le déplacement maximal est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort normal réduit est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



## VII.1. FERRAILAGE DES POUTRES

### Introduction

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

-	1.35 G + 1.5 Q	à l'ELU	}	RPA99 (Article 5.2)
-	G + Q	à l'ELS		
-	G + Q + E	RPA 99/ Version 2003		
-	0.8 G + E	RPA 99/ Version 2003		

### VII.1. Recommandation du RPA version 2003

#### a-Armatures longitudinales : RPA99(Art7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$$

$$\text{Poutres de chaînage : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$$

$$\text{Poutres palières : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

#### ❖ Poutres principales :

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$$

#### ❖ Poutres secondaires :

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$$

❖ **Poutres de chaînage :**

En zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36cm^2$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54cm^2$

❖ **Poutres palières :**

En zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42cm^2$

En zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63cm^2$

- La longueur de recouvrement est de :  $40 \Phi$  (zone II a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**b-Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{2}, 12 \Phi_1 \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

$\Phi_1$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

**VII.2. Etape de calcul des armatures longitudinales****1. Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On a 2 cas

•Section simplement armée ( $A_{sc} = 0$ )

Si  $\mu < \mu_i = 0.392$  La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

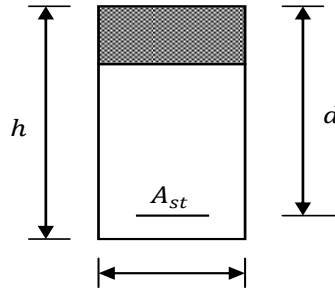


Figure VII.1. Section simplement armée

• Section doublement armée ( $A_{sc} \neq 0$ )

$\mu_b > \mu_i = 0.392$  La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

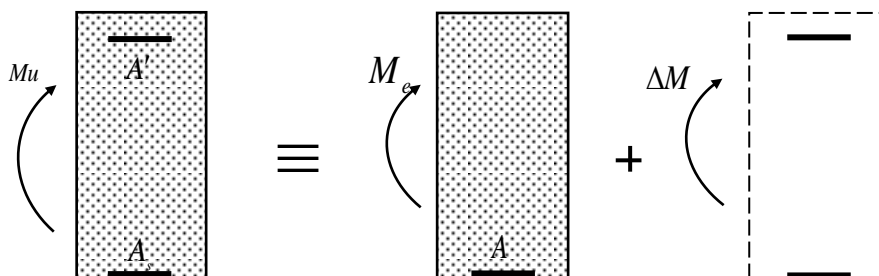


Figure VII.2. Section doublement armée.

		SECTIO N	Comb	M	$h=b$	$b$	$\mu$	$\alpha$	obs2	$\beta$	At(cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (0.005*b*h)	Choix armatures	Aadp
<b>Poutre principale</b>	<b>En travée</b>	30×40	ELU	41.07	0.4	0.3	0.0345	0.0439	SSA	0.982	2.82	0	6	3HA12	3.39
	<b>Aux appuis</b>	30×40	GQEY	73.46	0.4	0.3	0.0585	0.0754	SSA	0.970	4.98	0	6	3HA12+2HA12	5.65
<b>Poutre secondaire</b>	<b>En travée</b>	30×35	GQEX	37.61	0.35	0.3	0.0454	0.0581	SSA	0.977	2.92	0	5.25	3HA12	3.39
	<b>Aux appuis</b>	30×35	GQEX	42.51	0.35	0.3	0.0513	0.0659	SSA	0.974	3.31	0	5.25	3HA12+2HA12	5.65

**Tableau VII. 1:** Ferrailage des poutres

Poutres	$T_u^{max}$ (KN)	$M_u^{max}$ (KN.m)	d(m)	0.9 × d	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
---------	---------------------	-----------------------	------	------------	-----------------------------	-------------

**VII.3. Vérifications à L'ELU**

**a) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$\underline{A}_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :  $A_{adopté} > \underline{A}_{MIN} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$  **C.V**

- Poutres secondaire :  $A_{adopté} > \underline{A}_{MIN} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$  **C.V**

**b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / Modifiée :99)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

A.  $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$  Avec :  $T_{max}$  : effort tranchant.

B.  $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\}$   $\bar{\tau}_u$  fissurations peu nuisibles.

C.  $\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observations
Principale	$T_{max}$	87.32	30	37	0.078	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	49.09	30	32	0.05	3.33	Condition vérifiée

**Tableau VII.2: Vérification au cisaillement**

**c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)**

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{0.9 f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

- Poutre principales :  $T_{max} \leq 0.36 \times \frac{25}{1.5} \times 30 \times 37 \times 10^{-1} = 666 \text{ KN}$  **Condition vérifiée.**

- Poutre secondaire :  $T_{max} \leq 0.36 \times \frac{25}{1.5} \times 30 \times 32 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$  **Condition vérifiée.**

<b>Poutres principale</b>	87.32	73.46	0.37	0.33	4.98	<b>C.V</b>
<b>Poutres secondaire</b>	49.09	42.51	0.32	0.288	3.31	<b>C.V</b>

**Tableau VII.3 :** Influence de l'effort tranchant sur les armatures

**d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.321 /BAEL91/ modifiée 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_u \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$$

- Poutre principales :  $\left(87.32 - \frac{73.46}{0.9 \times 0.37}\right) = -133.28 < 0$
- Poutre secondaires :  $\left(49.09 - \frac{42.51}{0.9 \times 0.32}\right) = -98.51 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91)**

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum \mu_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n \pi \phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

*Poutre principales* :  $\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20.724$

$$\tau_u = \frac{87.32}{0.9 \times 37 \times 20.72} \times 10 = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

Poutre secondaire :  $\sum u_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84$

$$\tau_u = \frac{49.09}{0.9 \times 32 \times 18.84} \times 10 = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

**f) Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$ .

Pour  $\phi$  14 :  $L_s = 49.34 \text{ cm}$  soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi$  12 :  $L_s = 42.32 \text{ cm}$  soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$ .

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " $L_c$ " est au moins égale à  $0.4L_s$ .

Pour  $\phi$  14 :  $L_s = 20 \text{ cm}$

Pour  $\phi$  12 :  $L_s = 18 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

▪ **Poutre principale :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right)$$

$$- \phi_t \leq \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.4\right) = (1.14, 3, 1.4) = 1.14 \text{ cm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

▪ **Poutre secondaire :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right) = \min(1 ; 3 ; 1.4) \quad \text{où } \phi_t \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier ; soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

## ➤ Calcul des espacements

- **Zone nodale** :  $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; \Phi l; 30\text{cm}\right)$   
Poutres principales / secondaires (30×40) : st=10cm
- **Zone courante** :  $St \leq \frac{h}{2}$   
Poutres principales / secondaires ((30×35) : St=8.75cm ; soit St=10cm

## h) Vérification de la section minimal armatures transversales du RPA99/2003

(Art7.5.2.2)

On vérifie que :  $A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b$ 

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$\begin{cases} A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante} \dots \text{Vérifiée} \\ A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone nodale} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

## VII.4. Vérifications à L'ELS

## a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

## b) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\text{➤ } \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

		Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K1	β <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPA)	σ <sub>bc</sub> MPA	σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	Observation
P.P	En travée	28.698	6.87	0.619	28.10	0.884	127.71	4.54	15	C.V
	Aux appuis	44.865	6.87	0.618	28.10	0.884	199.66	7.10		C.V
P.S	En travée	12.938	5.65	0.588	28.36	0.886	80.76	2.84	15	C.V
	Aux appuis	15.566	5.65	0.588	28.36	0.886	97.17	3.42		C.V

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

**VII.5. Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/BAEL modifié 99)**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

➤ **Sens principale**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{495} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{495} = 0.08 \geq \frac{44.865}{10 \times 73.46} = 0.06 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.87}{30 \times 37} = 0.0006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens secondaire**

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{395} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.09 \geq \frac{15.566}{10 \times 42.51} = 0.03 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{30 \times 32} = 0.0006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

## VII.2 Ferrailage des poteaux

### Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis un effort  $N$  et à un moment fléchissant  $M$ , qui sont extrait à partir de logiciel ETABS ils sont donc calculés en flexion composée. Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

**Tableau V.II.5:** Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1,35G+1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$  à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

$0,8G\pm E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

**RPA99(Article 5.2)**

### VI.2.1. Recommandations du RPA

#### ➤ Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de  **$40\Phi_L$**  (zone II).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- **Pourcentage total minimum**

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% x b x h**) :

- Poteaux (40x45) :  $A_{min}=0.008 \times 40 \times 45 = 14.4\text{cm}^2$
- Poteaux (35x40) :  $A_{min}=0.008 \times 35 \times 40 = 11.2\text{cm}^2$

- **Pourcentage total maximum**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

➤ **Zone courante**

- Poteaux (40x45) :  $A_{min}=0.04 \times 40 \times 45 = 72\text{cm}^2$
- Poteaux (35x40) :  $A_{min}=0.04 \times 35 \times 40 = 56\text{cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

- Poteaux (40x45) :  $A_{min}=0.06 \times 40 \times 45 = 108\text{cm}^2$
- Poteaux (35x40) :  $A_{min}=0.06 \times 35 \times 40 = 84\text{cm}^2$

### V.II.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ **Exposé de la méthode de calcul**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).
- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

❖ **Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
- (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

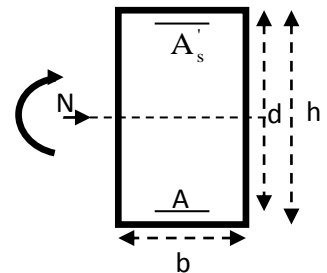
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$



Avec :

$N_u$  : effort de compression :

$M_f$  : moment fictif

$$M_f = N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) + M$$

Détermination des armatures :  $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392la \rightarrow$  section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives:  $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$
- Armatures réelles :  $A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ 2<sup>ème</sup> cas

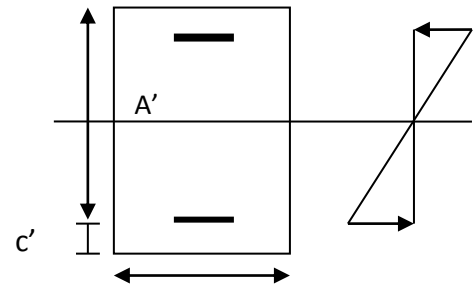
Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

On Calcul:

$$M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \left\{ \begin{array}{l} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

❖ Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

➤ 1er cas

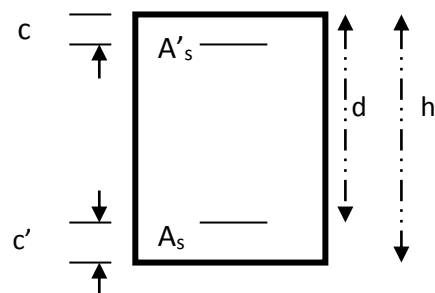
Si  $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$  la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0$$

• La section d'armature

$$A_s' = \frac{M_f(d - 0.5h) b h f_{bc} c'}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$



➤ 2<sup>eme</sup> cas

Si  $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est Simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \text{ Avec :}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

## ❖ Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

**Avec :**

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

**Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens xx : longitudinal

ZONE	NIVEAU	SECTION	SOLICITATION	COMBI NAISION	EFFORT NORMALE	MOMMENT
ZONE I	RDC ,5ème étage	40*45	$N^{max} _ M^{corr}$	ELU	-1376.17	0.942
			$N^{min} _ M^{corr}$	0 ,8GEY	541.35	5.461
			$N^{max} _ M^{corr}$	GQE	-128.26	77.37
ZONE II	6,7,8ème étage	35*40	$N^{max} _ M^{corr}$	ELU	--413.9	1.161
			$N^{min} _ M^{corr}$	0,8GEY	52.92	1.44
			$N^{max} _ M^{corr}$	GQEY	-13.82	54.062

Tableau VII.6. Les efforts internes dans les poteaux

Sens yy: longitudinal

ZONE	NIVEAU	SECTION	SOLICITATION	COMBI NAISION	EFFORT NORMALE	MOMMENT
ZONE I	RDC ,5ème étage	40*45	$N^{max} _ M^{corr}$	ELU	-1376.17	0.374
			$N^{min} _ M^{corr}$	0 ,8GEY	541.35	3.212
			$N^{max} _ M^{corr}$	GQE	-578.41	66.06
ZONE II	6,7,8ème étage	35*40	$N^{max} _ M^{corr}$	ELU	--413.9	8.344
			$N^{min} _ M^{corr}$	0,8GEY	52.92	7.682
			$N^{max} _ M^{corr}$	GQEY	-302.91	51.793

Tableau VII.7. Les efforts internes dans les poteaux

➤ Exemple de calcul manuel

**Poteaux 40 × 45**

• **Sens x-x :**

$$N_u = 1367.17 \text{ et } M_u = 0.942 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e = \frac{M_{cor}}{N_u} = \frac{0.942 \times 10^2}{1376.17} = 0.068 < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.942 + 1376.17 \left( \frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 269.29 \text{ KN.m}$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left( 0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45} \right) 0.4 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 325.50 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1376.17 (0.42 - 0.03) - 269.29 = 267.41 < 325.50 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{269.29 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 14.2} = 0.268$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.268 \rightarrow \beta = 0.841$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{269.29 \times 10^3}{0.841 \times 42 \times 348} = 21.90 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 21.90 - \frac{1376.17 \times 10^3}{348 \cdot 10^2} = -17.64 \text{ cm}^2$$

• **Sens y-y:**

$$N_u = 1376.17 \text{ et } M_u = 0.374 \text{ KN.m}$$

## - Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_{cor}}{N_u} = \frac{0.374 \times 10^2}{1376.17} = 0.027 < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.374 + 1376.17 \left( \frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 268.72 \text{ KN.m}$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = \left( 0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45} \right) 0.4 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 325.50 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1376.17 (0.42 - 0.03) - 268.72 = 267.98 < 325.50 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

## - Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{268.72 \times 10^6}{400 \times 420^2 \times 14.2} = 0.268$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.268 \rightarrow \beta = 0.841$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{268.72 \times 10^3}{0.841 \times 42 \times 348} = 21.86 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 21.86 - \frac{1376.17 \times 10^3}{348.10^2} = -17.68 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

*La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.*

VI.1.3. Calcul du ferraillage des poteaux:

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Sens longitudinal (Moment  $M_{33}$ ) :

zone	sollicitations	N(KN)	$M_x$ (KN.m)	Nature	$A_{SUP}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I (40x45)	$N^{max} - M^{corr}$	-1376.17	0.374	SEC	0	0	14.4	16.08	8HA16
	$N^{min} - M^{corr}$	-541.35	3.212	SEC	0	0			
	$N^{corr} - M^{max}$	-578.41	66.067	SEC	0	0			
Zone II (35x40)	$N^{max} - M^{corr}$	-413.9	8.344	SEC	0	0	11.2	14.20	4HA16 + 4HA14
	$N^{min} - M^{corr}$	-52.92	7.682	SEC	0	0			
	$N^{corr} - M^{max}$	-302.91	51.793	SEC	0	0			

Tableau VII.8. Ferraillage des poteaux suivant le sens x-x.

Sens transversal (Moment  $M_{22}$ ) :

zone	sollicitations	N(KN)	$M_x$ (KN.m)	Nature	$A_{SUP}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I (40x45)	$N^{max} - M^{corr}$	-1376.17	0.942	SEC	0	0	14.4	16.08	8HA16
	$N^{min} - M^{corr}$	-541.35	5.461	SEC	0	0			
	$N^{corr} - M^{max}$	-128.26	77.31	SPC	0	3.11			
Zone II (35x40)	$N^{max} - M^{corr}$	-413.9	1.161	SEC	0	0	11.2	14.20	4HA16 + 4HA14
	$N^{min} - M^{corr}$	-52.92	1.44	SEC	0	0			
	$N^{corr} - M^{max}$	-13.82	54.062	SPC	0	3.58			

Tableau VII.9. Ferraillage des poteaux suivant le sens Y-Y.

**V.2.3. Vérifications à l'ELU****V.2.3.1. Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**V.2.3.2. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi_t 8$ .

Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ )

- **Espacement des armatures transversales**
  - **Selon le BAEL 91(ArtA8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale} \\ S_t \leq \min \{1\phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10.1.2 ; 15\text{cm}\} = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**En zone courante**

$$S_t \leq 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**V.2.3.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

-Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$

-Si  $\lambda_g \leq 3$ ..... $A_t^{min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

-Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

**b<sub>1</sub>** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

**λ<sub>g</sub>** : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

**Avec : l<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

**l<sub>0</sub>** Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

➤ **Poteaux (40 x 45)**

- **RDC**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.57}{0.4} = 6.30 > 5$$

- Zone nodale :  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{cm}^2 < 2.01 \text{cm}^2$  ..... Cv
- Zone courante :  $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{cm}^2 < 2.01 \text{cm}^2$  ..... Cv

- **Etage 1 , etage2 , etage 3, etage 4 et etage 5**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.4} = 5.40 > 5$$

- Zone nodale :  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{cm}^2 < 2.01 \text{cm}^2$  ..... Cv
- Zone courante :  $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{cm}^2 < 2.01 \text{cm}^2$  ..... Cv

➤ **Poteaux (35x 40)**

- **Etage 6, 7, 8**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... Cv

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... Cv

**Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (40x45) et (35x40) seront composées de 2 cardes Ø8 ,  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ , un espacement en zone nodale de 10 cm et en zone courante de 15 cm.

**V.2.3.4. Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

(Art.7.4.2.1)

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

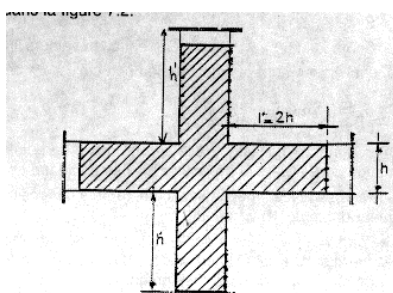


Figure. VII.3. Zone nodale dans le poteau

Niveaux	poteaux	$h_e(\text{cm})$	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$
RDC	40x45	322	$h' = \max(53.66 ; 40 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
1,2,3,4,5 <sup>ème</sup> étage	40x45	271	$h' = \max(45.16 ; 40 ; 45 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$
6,7,8 <sup>ème</sup> étage	35x40	271	$h' = \max(45.16; 35; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

Tableau VII.10. Délimitation des zones nodales.

- ❖ Pour tout les poteaux : soit 6 cadres espacés de 10 cm.
- ❖ Et à l'intérieur du nœud il est recommandé de mettre des cadres sous forme d'un U .
- **La longueur minimale des recouvrements est de:**  
Selon RPA : la longueur minimale de recouvrements Pour la zone II :  $L_r = 40\Phi$

$\varnothing 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$

$\varnothing 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

**V.2.3.4. Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\leq \bar{\tau}_{bu}$  On doit vérifier :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$\lambda_g \geq 5 \quad \rho_b = 0.075 \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \quad \rho_b = 0.04 \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

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

poteaux	h(cm)	b (cm)	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
(40X45)	45	40	42	52.45	6.30	0.075	0.312	1.875	CV
					5.40	0.075	0.312	1.875	CV
(35X40)	40	35	37	37.53	6.18	0.075	0.289	1.875	CV

**Tableau VII.11.** Vérification des contraintes tangentielles.

**V.2.4 Vérifications à l'ELS**

**a. Condition de non fragilité :**

Condition de non fragilité La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \cdot d$$

▪ Poteaux longitudinaux sens (x-x) M<sub>33</sub>

zone	sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>sx</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	condition
zoneI 40x45	N <sup>max</sup> _ M <sup>corr</sup>	-1001.68	0.282	0.00028	4.99	16.08	C V
	N <sup>min</sup> _ M <sup>corr</sup>	-101.84	7.976	0.078	0		C V
	N <sup>corr</sup> _ M <sup>max</sup>	-250.2	15.409	0.061	15.80		C V
ZoneII 35X40	N <sup>max</sup> _ M <sup>corr</sup>	-301.56	6.029	0.019	4.72	14.20	C V
	N <sup>min</sup> _ M <sup>corr</sup>	-12.29	0.656	0.053	11.67		C V
	N <sup>corr</sup> _ M <sup>max</sup>	-61.29	19.161	0.312	0.92		C V

**Tableau VII.12.** Ferraillage des poteaux a l'ELS suivant le sens x-x.

▪ Poteaux transversaux sens (y-y) M<sub>22</sub>

zone	sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>sx</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	condition
zoneI 40x45	N <sup>max</sup> _ M <sup>corr</sup>	-1001.68	0.672	0.00067	5.01	16.08	C V
	N <sup>min</sup> _ M <sup>corr</sup>	-101.84	0.473	0.0046	5.17		C V
	N <sup>corr</sup> _ M <sup>max</sup>	-549.27	20.649	0.037	7.68		C V
ZoneII 35X40	N <sup>max</sup> _ M <sup>corr</sup>	-301.56	0.825	0.0027	3.93	14.20	C V
	N <sup>min</sup> _ M <sup>corr</sup>	-12.29	8.036	0.6538	1.29		C V
	N <sup>corr</sup> _ M <sup>max</sup>	-50.73	20.572	0.4055	1.25		C V

**Tableau VII.13.** Ferraillage des poteaux a l'ELS suivant le sens Y-Y.

**b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91) :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

**Poteaux transversaux :**

zone	sollicitation	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>sx</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (MPa)	σ <sub>bi</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>as</sub> (MPa)	σ <sub>ai</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	condition
zonel 40x45	N <sup>max</sup> _M <sup>corr</sup>	-1001.68	0.672	0.00067	SEC	5.01	16.08	4.8	4.7	15	71.7	70.8	348	C V
	N <sup>min</sup> _M <sup>corr</sup>	-101.84	0.473	0.0046	SEC	5.17		0.5	0.5		7.6	6.9		C V
	N <sup>corr</sup> _M <sup>max</sup>	-549.27	20.649	0.037	SEC	7.68		3.7	1.5		53.4	24.7		C V
Zonell 35X40	N <sup>max</sup> _M <sup>corr</sup>	-301.56	0.825	0.0027	SEC	3.93	14.20	1.8	1.7	15	27.2	25.7	348	C V
	N <sup>min</sup> _M <sup>corr</sup>	-12.29	8.036	0.6538	SPC	1.29		0.8	0.00		9.7	-18.1		C V
	N <sup>corr</sup> _M <sup>max</sup>	-50.73	20.572	0.4055	SPC	1.25		2.2	0.00		26.6	-38.8		C V

**Tableau VII.14.** Vérification des contraintes à l'ELS suivant x-x

**Poteaux longitudinaux :**

Zone	sollicitation	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>sx</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (MPa)	σ <sub>bi</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>as</sub> (MPa)	σ <sub>ai</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	condition
zonel 40x45	N <sup>max</sup> _M <sup>corr</sup>	-1001.68	0.282	0.00028	SEC	5.01	16.08	4.8	4.7	15	71.4	71	348	C V
	N <sup>min</sup> _M <sup>corr</sup>	-101.84	7.976	0.078	SPC	5.17		0.9	0.1		12.8	1.7		C V
	N <sup>corr</sup> _M <sup>max</sup>	-250.2	15.409	0.061	SPC	7.68		2	0.4		28.5	7.1		C V
Zonell 35X40	N <sup>max</sup> _M <sup>corr</sup>	-301.56	6.029	0.0199	SEC	3.93	14.20	2.2	1.3	15	32	20.9	348	C V
	N <sup>min</sup> _M <sup>corr</sup>	-12.29	0.656	0.053	SEC	1.29		1.8	1.7		27.1	25.9		C V
	N <sup>corr</sup> _M <sup>max</sup>	-61.29	19.161	0.312	SPC	1.25		2.1	0.00		25.9	-31.00		C V

**Tableaux VII.15.** Vérification des contraintes à l'ELS suivant y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

VII.3. Ferraillage des voiles

**Introduction :**

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales.

Armatures horizontales et les Armatures transversales.

**Combinaison d'action :**

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

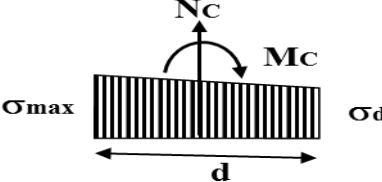
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC.
- ✓ **Zone II:** 1<sup>ER</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage.

**VI.3.1. Exposé de la méthode de calcul :**

❖ **Armature verticale :**

<b>Type de sollicitation</b>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé PC.</i></p>
<b>longueur de calcul « d »</b>	$d \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c).$
<b>Largeur L'</b>	$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$
<b>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</b>	$\sigma d = \left(\frac{L' - d}{L'}\right) \sigma_{max}$

<p><b>Calcul des efforts internes correspondants</b></p>	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
<p><b>Calcul du ferraillage</b></p>	$\gamma_s = 1$ <p style="text-align: right;"><math>\gamma_s</math> : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ <p style="text-align: right;"><math>\sigma_s</math> : Contrainte de calcul des acier</p> $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ <p style="text-align: right;"><math>A_s</math> : Section des armatures</p>
<p><b>Armatures minimales</b></p>	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ **Armatures horizontales :**

<p>Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de <b>10Φ</b> et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales</p>	
<p><b>BEAL 91 :</b> <math>A_h = \frac{A_v}{4}</math></p>	<p><b>RPA 2003 :</b> <math>A_h \geq 0.15\% B</math></p>

❖ **Armature transversale :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec :  $V=1,4$

$T$  : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Disposition constructives :**

**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

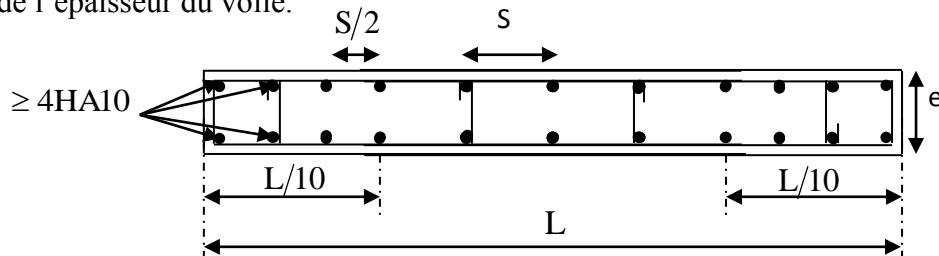
**Longueur de recouvrement :**

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.



❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \text{ Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ctj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

❖ **Vérification à L'ELS :** A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

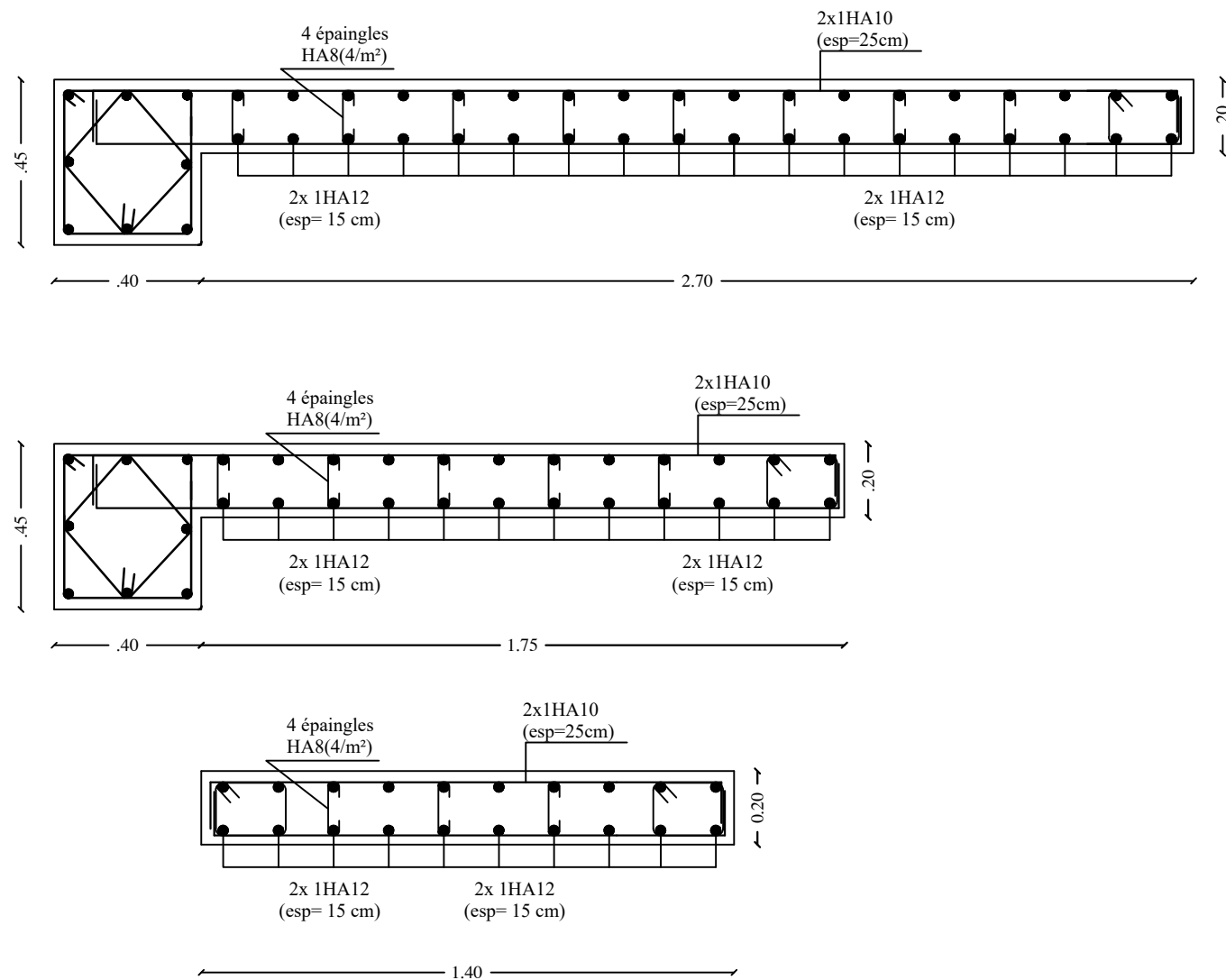
	Zone		I	II
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0.35
hauteur etage (m)		3.57	3.06	
L (m)		2.20	2.20	
e (m)		0.20	0.20	
B (m <sup>2</sup> )		0.44	0.44	
He		3.570	3.060	
h		3.22	2.71	
Sollicitation de calcul		T(kN)		296.680
	N <sub>ser</sub> (kN)		1045.12	409.46
	Vu (kN)		415.352	114.646
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		1245.440	593.180
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		422.350	490.870
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00
	Lt		1.64	1.20
	Lc		0.56	1.00
	d		1.10	0.80
	$\sigma_1$		415.147	197.727
	N <sub>1</sub>		181.88	63.47
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4.55	1.59
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.42	3.15
	A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		7.40	2.38
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4.38	3.21
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		15.82	13.56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*7HA12	2*6HA12
	Stmax		30	30
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.60	6.60
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11.775	11.775
	choix de la section		15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>	
Vérification de la construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ 3,26 Mpa	$\tau_b$	1.049	0.290
		$\tau_u$	0.749	0.207
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2.254	0.883

Tableau VII.16 : Ferrailages des voiles VL

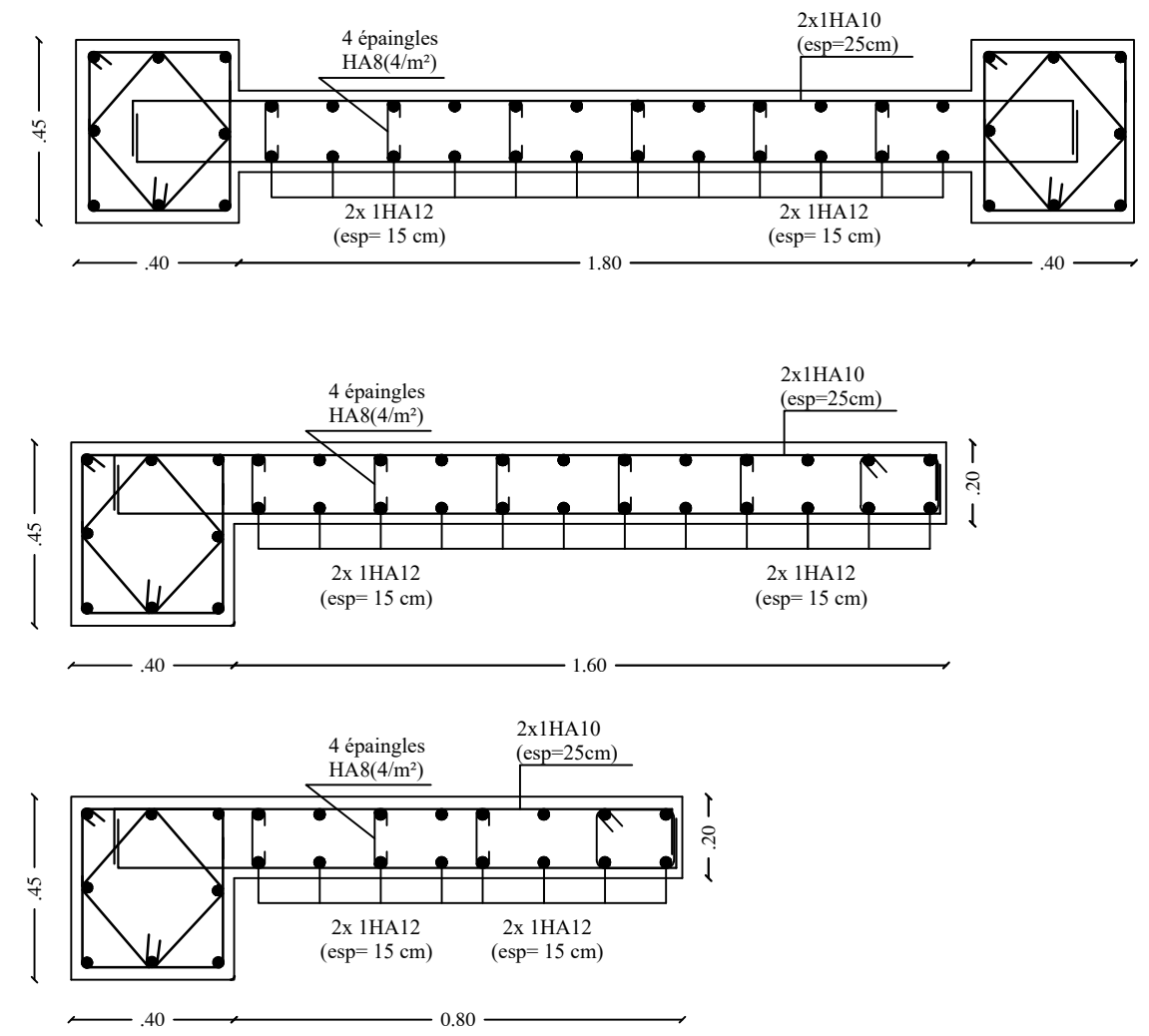
	Zone	I	II	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	hpoutre(m)	0.40	0.40	
	hauteur etage (m)	3.57	3.06	
	L (m)	2.70	2.70	
	e (m)	0.20	0.20	
	B (m <sup>2</sup> )	0.54	0.54	
	He	3.570	3.060	
	h	3.17	2.66	
	<b>Sollicitation de calcul</b>	T(kN)	407.940	104.750
N <sub>ser</sub> (kN)		2058.78	259.54	
Vu (kN)		571.116	146.650	
σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1233.760	373.850	
σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		764.580	290.340	
σs (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	
Lt		1.67	1.52	
Lc		1.03	1.18	
d		1.11	1.01	
σ <sub>1</sub>		411.253	124.617	
N <sub>1</sub>		182.81	50.50	
<b>armatures verticales</b>		A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	4.57	1.26
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	15.71	4.03	
	A'v1/bande/nappe	8.50	2.27	
<b>Armatures minimales</b>	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	4.45	4.05	
<b>Ferraillage adopté pour les armatures verticales</b>	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	15.82	15.82	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*7HA12	2*7HA12	
	Stmax	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	
<b>Armatures horizontales</b>	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	8.10	8.10	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	11.775	11.775	
	choix de la section	15HA10	15HA10	
<b>Armatures transversales</b>	Espacement st(cm)	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
<b>Vérification de la construction</b>	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	1.175	0.302
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.839	0.216
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	3.652	0.460

Tableau VII.17 : Ferraillages des voiles VT

Voile longitudinal :



Voile transversal :



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**

*Etudié par :*

-KACI Lamia  
-ELAIOUNE Kahina

*Titre :*

*Ferrailage des voiles*

*Echelle°:1/50*

*Plan N°:04*

*Dirigé par :*

**Mr A.MANSOURI**

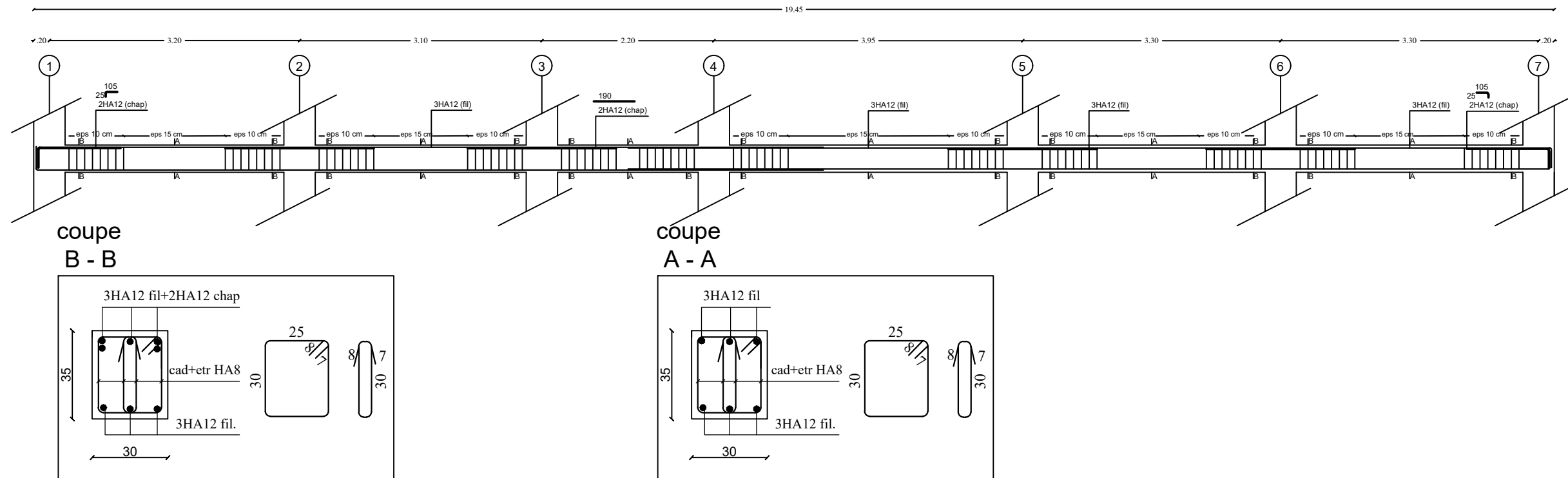
*longitudinal et transversal*

*Promotion:*

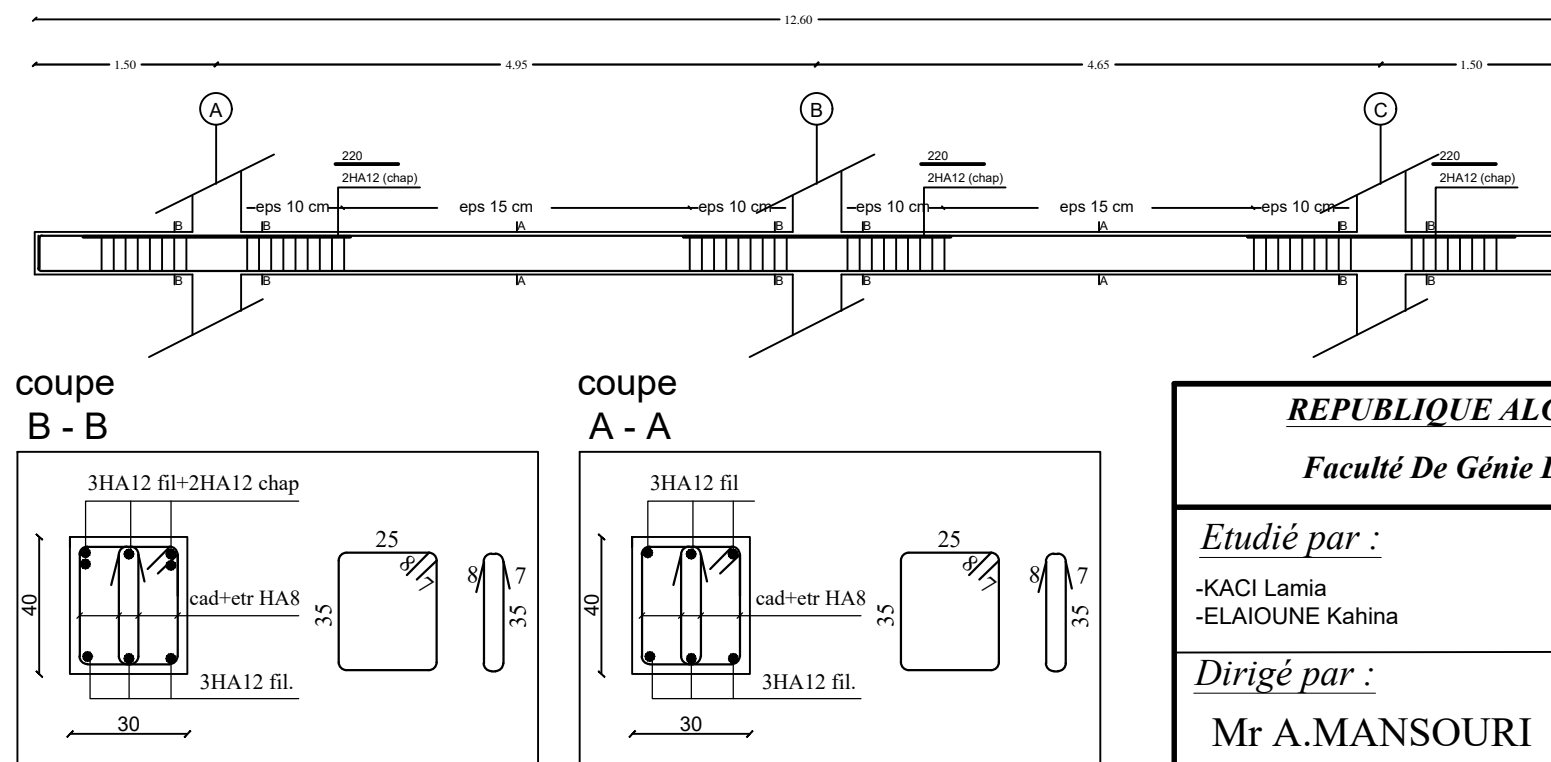
**2021**

# Ferraillage des poutres

Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup>: axes 1; 2; 3; 4; 5; 6 et 7



Ferraillage des poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup>:axe A, B et C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-KACI Lamia  
-ELAIOUNE Kahina

Dirigé par :

Mr A.MANSOURI

Titre :

FERRAILLAGE DES POUTRES

Echelle°:1/50

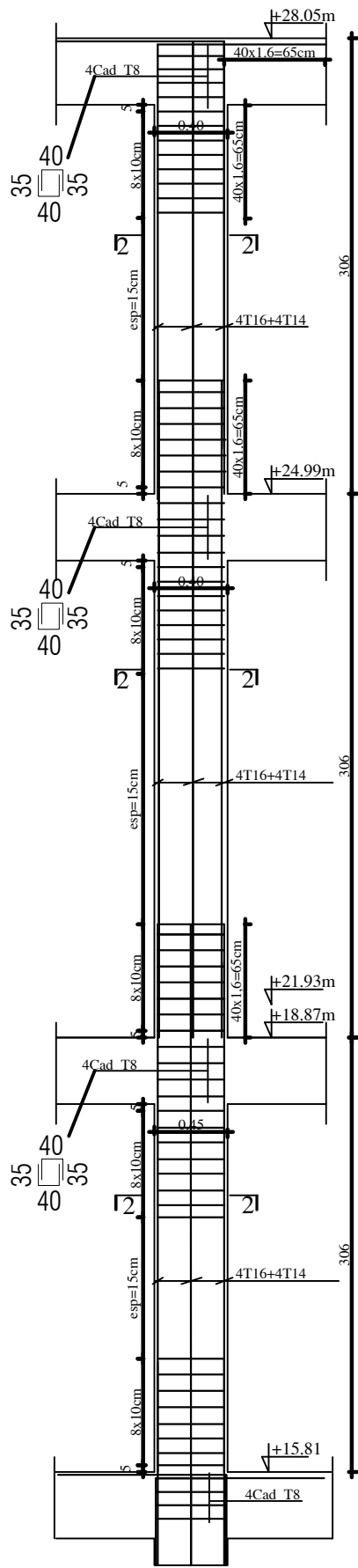
Plan N°:02

Promotion:  
2021

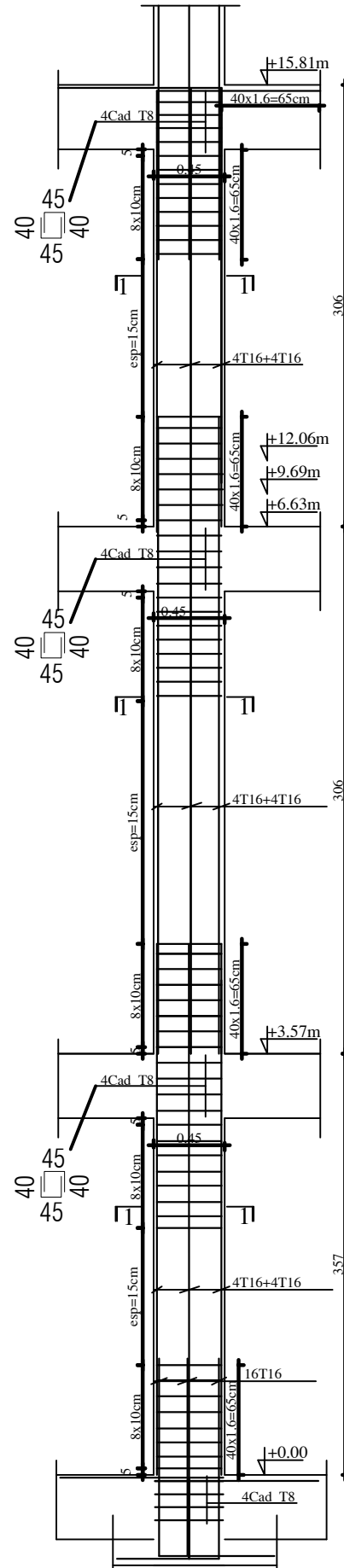
# FERRAILLAGE DES POTEAUX

## Pour les : Zone (I), Zone (II)

### POTEAUX 40\*40



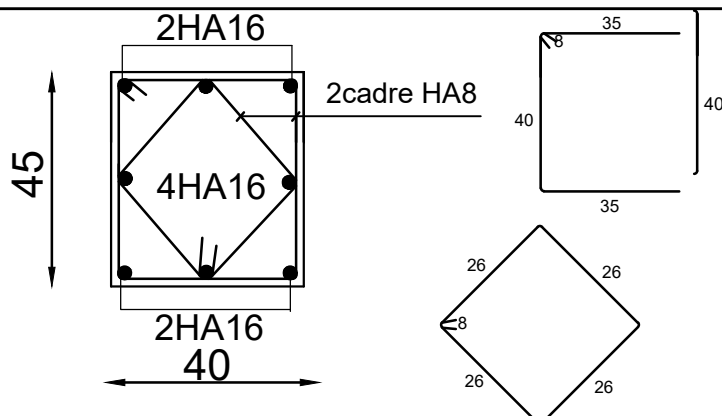
### POTEAUX 45\*45



### Coupe 1-1

ZONE(I)

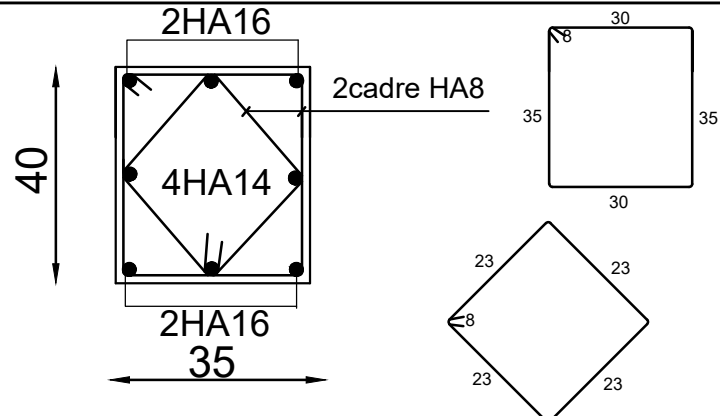
Poteau (40x45)



### Coupe 2-2

ZONE(II)

Poteau (35x40)



**Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

**VIII-1- Etude géotechnique du sol :**

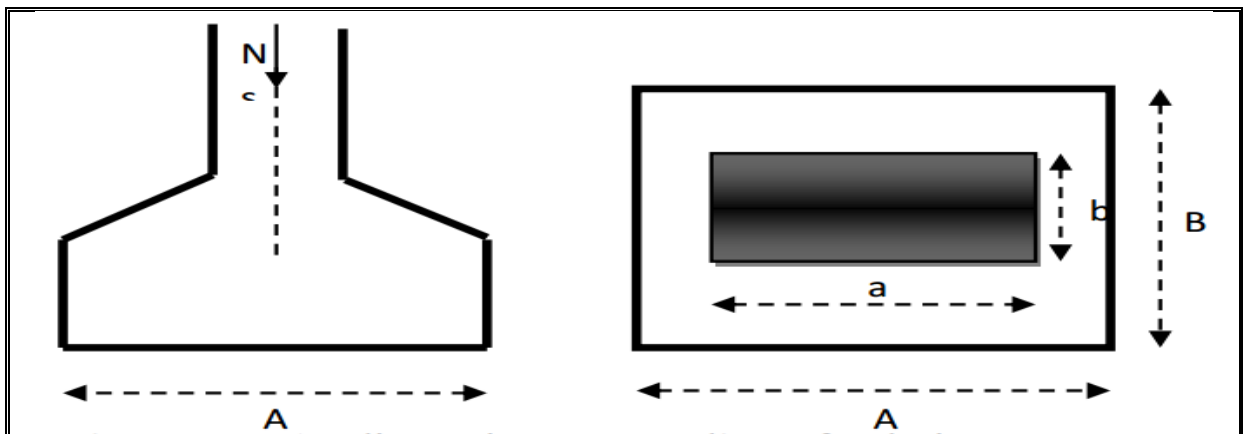
Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VIII-2-Choix du type de fondation:**

➤ **Dimensionnement :**

a) **Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):**



<b>Combinaison de calcul</b>	G+Q±E, 0,8G±E (RPA 2003, Art10.1.4.1)
<b>Méthode de calcul</b>	$Axb \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ , $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow A = KB$ (poteau rectangulaire) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K\sigma}}$
<b>N<sub>max</sub></b>	N <sub>max</sub> = 1265.9KN
<b>σ<sub>sol</sub></b>	σ <sub>sol</sub> = 0,20 Mpa
<b>Les dimensions adoptées</b>	$B = \sqrt{\frac{1265.9}{0.88 \times 200}} = 2.66Mpa$ $A = 0.88 \times 2.66 = 2.34Mpa$
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.	

**Tableau VIII.1. :** Dimensionnement des semelles isolées.

## b) Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):

## ➤ Sous voiles :

## Sens longitudinal :

Voile	N(KN)	L(m)	B <sub>min</sub>	B <sub>adoptée</sub>	Nombre de voile	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VL1	613.66	1.6	1.91	2	1	3.056
VL1	610.03	1.6	1.90	2	1	3.04
VL2	952.02	2.2	2.16	2.50	1	4.75
VL3	1005.00	0.8	6.28	7	1	5.024
VL3	1049.57	0.8	6.55	7	1	5.24
VL4	200.41	1.17	0.85	1	1	0.99
$\Sigma=$						22.10

Tableau VIII.2. Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

## Sens transversal :

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L(m)	B <sub>min</sub>	B <sub>adoptée</sub>	Nombre de voile	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VT1	673.81	2.70	1.24	1.5	1	3.348
VT1	646.08	2.70	1.19	1.2	1	3.21
VT2	781.82	1.75	2.23	2.5	1	3.90
VT2	687.78	1.75	1.96	2	1	3.43
VT3	200.41	1,40	0.71	1	1	0.994
VT3	188.40	1.40	0.67	1	1	0.938
$\Sigma=$						15.82

Tableau VIII.3. Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 22.10 + 15.82 = 37.92 \text{ m}^2$$

## ➤ Sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C4	1001.68	-0.672	-4.8	-4808.064
C5	563.57	6.338	0.15	84.53
C6	720.82	-5.657	4.8	3459.936
$\Sigma$	2286.07	0.009	/	-1263.59

Tableau VIII.4. Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1263.59 + (0.009)}{2286.07} = 0.55\text{m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a :  $e = 0,31\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{15.5}{6} = 2,58\text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2286.07}{9.6} \times \left( 1 - \frac{6 \times (0.55)}{9.6} \right) = 156.27\text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2286.07}{9.6} \times \left( 1 + \frac{6 \times (0.55)}{9.6} \right) = 319.99\text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2286.07}{9.6} \times \left( 1 + \frac{3 \times (0.55)}{9.6} \right) = 279.06\text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{279.06}{200} = 1.39\text{ m}$$

Donc on opte pour  $B = 1,40\text{ m}$ .

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 1.40 \times 9.6 \times 7 = 94.08\text{m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 94.08 + 37.92 = 132\text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 182.88\text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{132}{182.88} \times 100 = 72.17\%$$

Donc :  $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.3- Pré dimensionnement du radier :

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p>Avec : K= 40 MPa pour un sol moyen.  <math>L_{\max}=4,95\text{m}</math>.  <math>E=10818.865 \text{ MPa}</math></p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,95\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.031\text{m}$	<b>h=100cm.</b>
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \frac{495}{8} \leq h \leq \frac{495}{5}$ $61.87 \leq h \leq 99 \text{ cm}$	
Dalle	<p>La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : <math>h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}</math>  avec un minimum de 25cm. <math>\longrightarrow h_d \geq \frac{495}{20} = 24.75\text{cm}</math></p>		<b>h<sub>d</sub> = 30</b>
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{495}{10} = 49.5 \text{ cm}$ <p>Soit <math>h_n = 100 \text{ cm}</math>  et <math>0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n</math>  <math>0,4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm}</math>.</p>		<b>h<sub>n</sub>= 100</b> <b>b<sub>n</sub>= 60</b>

Tableau VIII.5 : Dimensionnement de radier général.

## VIII-4-Calcul de la surface nécessaire au radier :

<b>Chargement</b>	Charge permanente de la structure		<b>G = 17392.99KN.</b>
	Charge d'exploitation de la structure		<b>Q = 1935.79KN.</b>
<b>Combinaison d'actions</b>	<b>ELU</b>	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 17392.99 + 1,5 \times 1935.79 = \mathbf{26384.22KN}$	
	<b>ELS</b>	$N_S = G + Q = 17392.99 + 1935.79 = \mathbf{19328.78KN}$	
<b>la surface du radier</b>	<b>ELU</b>	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{26384.22}{1,33 \times 200} = \mathbf{99.18m^2}$	
	<b>ELS</b>	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{19328.78}{200} = \mathbf{96.64m^2}$	
<b>Surface adoptée</b>	$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS} ) = \mathbf{99.18 m^2}$		
<b>la surface du bâtiment</b>	$S_{bat} = \mathbf{182.88 m^2}$		
<b>Conclusion</b>	<p><b><math>S_{bat} = 182.88m^2 &gt; S_{rad} = 99.18m^2</math></b></p> <p>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</p>		
<b>Longueur de débord</b>	$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30cm \right) = 50cm$ <p style="text-align: center;"><b>L<sub>deb</sub> = 50 cm</b></p>		
<b>Surface de débord</b>	$S_{deb} = P. L_{deb} \times 2 = 28.65 \times 0,5 \times 2 = \mathbf{28.65m^2}$		
<b>surface totale du radier</b>	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 182.88 + 28.65 = \mathbf{211.53m^2}$		

Tableau VIII-6 : surface du radier général

VIII-5-Calcul des sollicitations à la base du radier :

<b>Charges permanentes</b>	<b>Poids du bâtiment</b>		<b>G = 38863,63KN.</b>	
	<b>Poids de radier</b>	<b>Poids de la dalle :</b>	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 211.53 \times 0,30 \times 25$	<b>1586.475KN</b>
		<b>Poids des nervures</b>	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$ $P_{nerv} = 0,60 \times (1 - 0,30) \times 25 \times (19.05 \times 7 + 9.6 \times 3)$	<b>1702.575 KN</b>
		<b>Poids de TVO</b>	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0,60 \times 162.15 = 97.29 \text{ m}^2.$ $P_{TVO} = (211.53 - 97.29) \times 0,7 \times 17$	<b>1359.456 KN</b>
		<b>Poids de la dalle flottante</b>	$P_{dalleflottante} = S_{rad} \cdot e_{dalleflottante} \cdot \rho_b$ $P_{dalleflottante} = 211.53 \times 0,10 \times 25$ $e_{dalleflottante} = 10 \text{ cm.}$	<b>528.825 KN</b>
<b>Poids de radier: <math>\Sigma</math></b>			<b>5177.331KN</b>	
<b>Surcharges d'exploitations</b>	<b>Surcharge de bâtiment Q</b>		<b>1935.79 KN</b>	
	<b>Surcharge du radier : Q=3,5X 211.53</b>		<b>740.355 KN</b>	
<b>Poids total de la structure</b>	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 17392.99 + 5177.331$		<b>22570.321 KN</b>	
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 1935.79 + 740.355$		<b>2676.145KN</b>	
<b>Combinaisons</b>	<b>A l'ELU :</b> $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 22570.321 + 1,5 \times 2676.145$		<b>34484.15KN</b>	
	<b>A l'ELS :</b> $N_S = G + Q = 22570.321 + 2676.145$		<b>25246.466KN</b>	

Tableau VIII-7: Sollicitations à la base du radier.

VIII-6-Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

<b>Contrainte de cisaillement</b>	$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{34484.15 \times 1}{211.53} \times \frac{4,95}{2}$ $= 403.48 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{403.48 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.494 \text{ MPA}$
<b>Contrainte cisaillement admissible</b>	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement</b>	$\tau_u = 1,494 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA.}$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée.</b></p>

Avec : b=100 cm ; d= 0,9h<sub>d</sub> = 0,9 x 30 =27cm

## b) Vérification de la stabilité du radier :

Sens longitudinal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	9.525m
	Moment d'inertie	$I_{YY} = 53094.08$	53094.08m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_X = 18269.401 + 4475.228 \times 1 = 22744.629 \text{KN.m}$	
	<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34484.15 \text{KN}}{211.53} + \frac{22744.629}{53094.08} \times 9.525$ $= 167.102 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34484.15 \text{KN}}{211.53} - \frac{22744.629}{53094.08} \times 9.525$ $= 158.94 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 167.102 + 158,94}{4} = 165.061 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 165.061 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266,00 \text{KN} / \text{m}^2$ Condition vérifiée	
	<u>ELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{25246.466 \text{KN}}{211.53} + \frac{22744.629}{53094.08} \times 9.525$ $= 123.43 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{25246.466 \text{KN}}{211.53} - \frac{22744.629}{53094.08} \times 9.525$ $= 115.27 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 123.43 + 115.27}{4} = 121.39 \text{KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 121.39 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$ Condition vérifiée.		

Tableau VIII-8: Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.

Sens transversal : ▲	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	<b>4.8m</b>
	Moment d'inertie	$I_{xx}$	<b>1404.52</b>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 17772.54 + 9536.309 \times 1 = \mathbf{27308.849KN.m}$	
	<u>ELU</u>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{\mathbf{34484.15}}{211.53} + \frac{\mathbf{27308.849}}{\mathbf{1404.52}} \times 4.8$ $= 256.35KN/m^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{\mathbf{34484.15}}{211.53} - \frac{\mathbf{27308.849}}{\mathbf{1404.52}} \times 4.8$ $= 69.69KN/m^2$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 256.35 + 69.69}{4} = \mathbf{209,685KN/m^2}$	
	Observation	$\sigma_m = \mathbf{209.685 \frac{KN}{m^2}} < 1,33\sigma_{sol} = \mathbf{266KN / m^2}$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>	
	<u>PELS</u>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{\mathbf{25246.466KN}}{211.53} + \frac{\mathbf{27308.849}}{\mathbf{1404.52}} \times 4.8$ $= 212.68$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{\mathbf{25246.466KN}}{211.53} - \frac{\mathbf{27308.849}}{\mathbf{1404.52}} \times 4.8$ $= 26.02$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 212.68 + 26.02}{4} = \mathbf{166.015KN/m^2}$	
Observation	$\sigma_m = \mathbf{166.015KN/m^2} < \sigma_{sol} = \mathbf{200 KN / m^2}$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée.</b></p>		

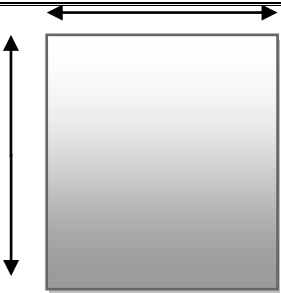
Tableau VIII-9: Vérification de la stabilité du radier sens transversal.

**VIII-7-Ferraillage du radier :**

**VIII-7-1-Ferraillage des panneaux :**

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ Chargements :

<b>Dimension : Panneau le plus sollicité</b>	$L_x=3.95m$ $L_y=4,95m$ 
<b>Domaine de portance</b>	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.79 \geq 0,4$ le panneau de dalle portée dans les deux sens.
<b>Contrainte</b>	ELU $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(165.061; 209.685)$ $= 209.685 \text{KN/m}^2$
	ELS $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(121.39; 166.015)$ $= 166.015 \text{KN/m}^2$
<b>Chargements</b>	ELU $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(209.685 - \frac{5177.331}{211.53}\right) \times 1m$ $= 185,20 \text{KN/ml}$
	ELS $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(166.015 - \frac{5177.331}{211.53}\right) \times 1m$ $= 141.53 \text{KN/ml}$

**Tableau VIII-10:** Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

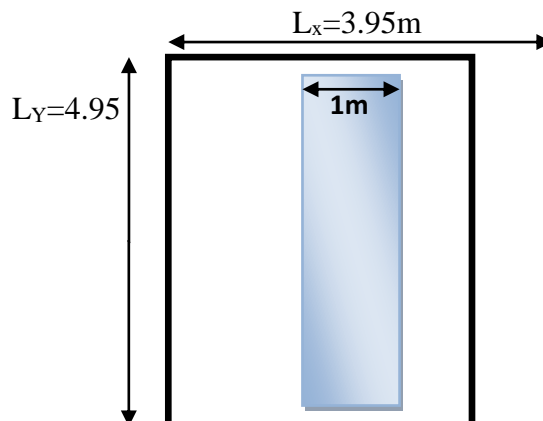
❖ **Sollicitations :**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$



	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	<b>0.79</b>	<b>0.79</b>
<i>Coefficient de poisson</i>	<b><math>\nu=0</math></b>	<b><math>\nu=0,2</math></b>
$\mu_x$	<b>0.0576</b>	<b>0,0642</b>
$\mu_y$	0.577	0.696
$M_{xl}$	$0,0576 \times 185,2 \times 3.95^2$ <b>= 166.439KN.m</b>	$0,0642 \times 141.53 \times 3.95^2$ <b>= 141.767KN.m</b>
$M_{yl}$	$0.577 \times 166.439$ <b>= 96.03 KN.m</b>	$0.696 \times 141.767$ <b>= 98.66KN.m</b>

**Tableau VIII-11:** Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.

❖ **Correction des moments :**  $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$ .

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

**ELU :**

**Moments en travées :**

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 166.439\text{KN} = 124.829\text{KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 166.439\text{KN} = -83.219\text{KN.m}$$

**ELS :**

**Moments en travées :**

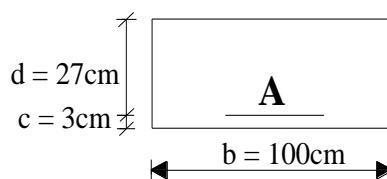
$$M_{ty} = M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0,75 \times 141.767 = 106.325\text{KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 129.325 = -64.662\text{KN.m}$$

❖ **Ferraillage (flexion simple) :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme  $M_x^t = M_y^t$ . On opte pour le même ferroalliage



	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 124.829 \text{ KN.m}$	$M_a = 83.219 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,120 < 0,392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,080 < 0,392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,936$	$\beta = 0,958$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 14.19 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\% b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
$A_{adp}$	5HA20=16.09cm <sup>2</sup>	5HA16=10.77cm <sup>2</sup>
Espacement	$S_t = 12.5$	$S_t = 14.3$

Tableau VIII-12\_ :Ferrailage de la dalle de radier à ELU

## ❖ Vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens $L_x$ :	
	$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	En travée : $S_t = 12.5\text{cm}$ . En appuis : $S_t = 14.3\text{cm}$
Sens $L_y$ :		
$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	En travée : $S_t = 12.5\text{cm}$ . En appuis : $S_t = 14.3\text{cm}$	
Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$		
L'effort Tranchant	$p$	$p = q_{um} l_x l_y = 185.20 \times 3.95 \times 4,95 = 3621.123 \text{ KN}$
	$V_u$	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3621.123}{3 \times 4,95} = 243.84$
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d}$		$= \frac{243.84 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,9031 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation		$\tau_u = 0,9031 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

❖ Vérification a ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ ; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ ; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	16.09	106.325	0,592	0.886	28.86	276.23	348	9.57	15	Cv
appuis	10.77	64.662	0,398	0,903	36.55	246.25	348	6.74	15	Cv

VIII-7-2-Ferraillage du débord

❖ Sollicitation de calcul :

	<b>Longueur</b>	<b>L=0,50 m.</b>
	ELU : $P_u = q_u$	<b>185.20 kN/ml</b>
	ELS : $P_s = q_s$	<b>141.53 kN/ml</b>
<b>sollicitation</b>	$M_z = q_u \cdot x^2 / 2$	<b><math>M_z = -23.15 \text{ kN.m (ELU)}</math></b>
	$M_z = q_s \cdot x^2 / 2$	<b><math>M_z = -17.69 \text{ kN.m (ELS)}</math></b>

❖ Calcul des armatures :  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 27 \text{ cm}$

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	<b><math>\beta = 0,988</math></b>
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	<b><math>A_s = 2.49 \text{ cm}^2</math></b>
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	<b><math>A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2</math></b>
<b><math>A_p = 3,26 \text{ cm}^2</math> soit 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup></b>		
<b>Avec un espacement : S = 25 cm &lt; S<sub>max</sub> = min(2h, 25 cm) = 25 cm.</b>		
Les armatures de répartition	A/4	<b>1,13 cm<sup>2</sup></b>
<b>4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>, avec un espacement : S = 25 cm &lt; S<sub>max</sub> = min(3h, 33 cm) = 33 cm.</b>		

Tableau VIII-13: Ferraillage du débord à ELU.

## ❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification a effectue	
Contrainte d'acier calcule $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho = \frac{100.A}{b*d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,169$ $\beta = 0,933$ et $k=59.63$	$\sigma_s = 155,36 \text{MPA}$

b) Vérification des contrainte dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{155.36}{59.63}$	$\sigma_b = 2,60 \text{MPA}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$2,60 < 15 \text{MPA}$ vérifiée

**VIII-7-3-Ferraillage de la nervure :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire :		Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

Tableau VIII-14: Répartitions simplifiées des chargements.

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 209.685 - \frac{5177.331}{211.53} - \frac{1702.575}{97.29} \right) \times 1 \text{ ml} = 167.7 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 166.015 - \frac{5177.331}{211.53} - \frac{1702.575}{97.29} \right) \times 1 \text{ ml} = 124.03 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

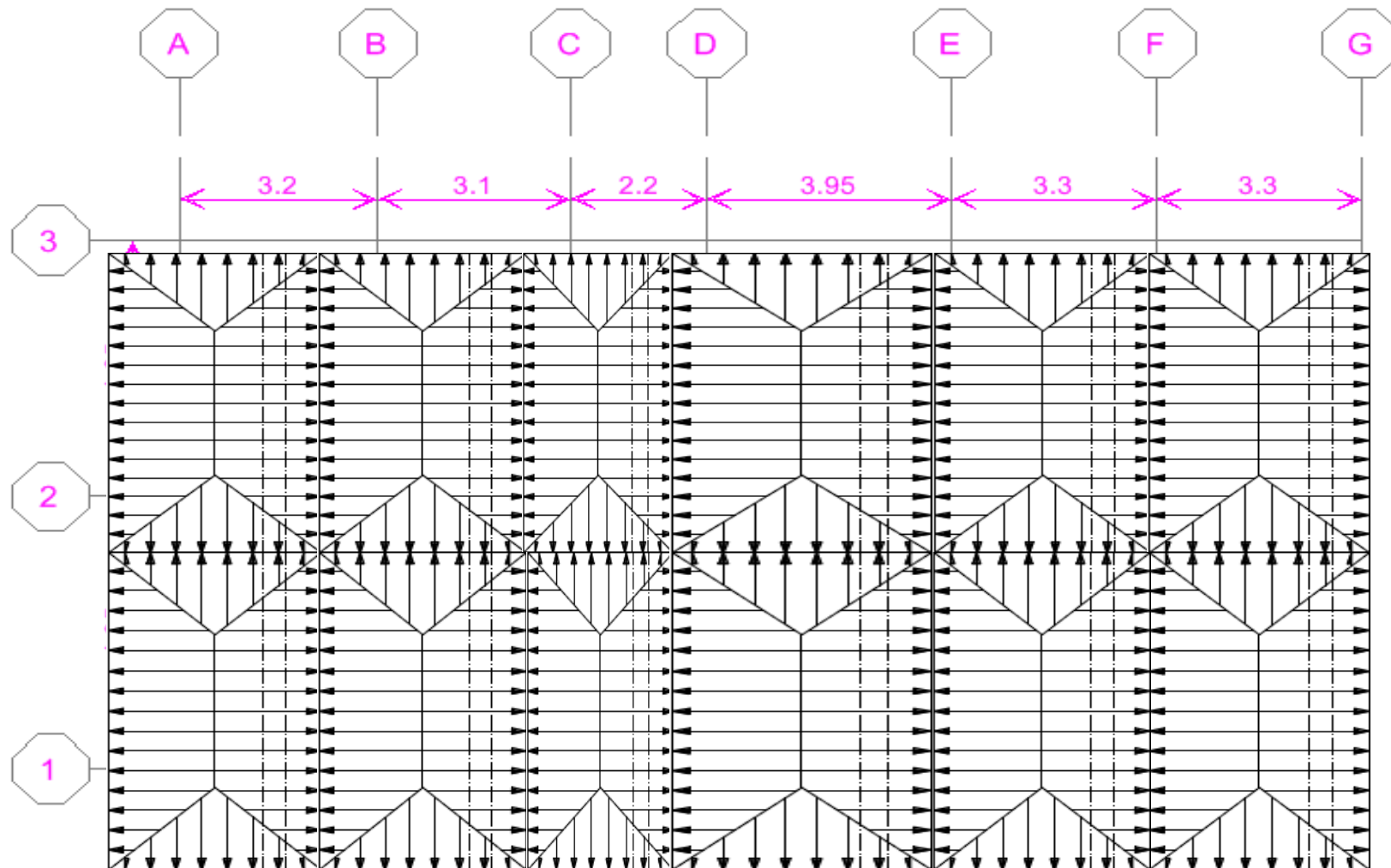
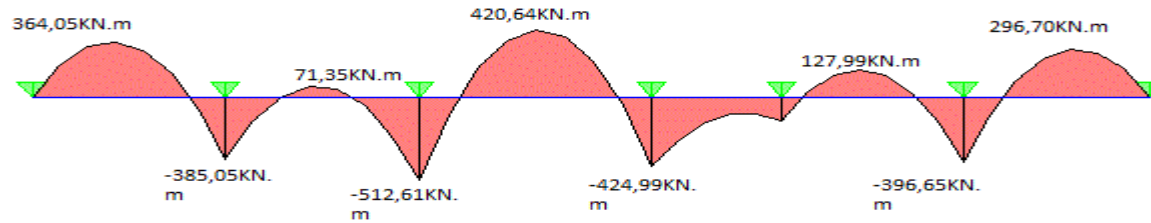


Figure VIII-1 : Répartition des charges sur les nervures.

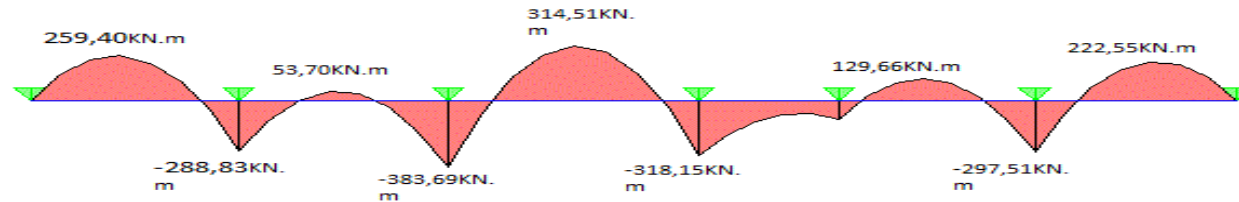
	travée	L	Panneaux	$\rho$	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	$\Sigma qum$	$\Sigma qus$	qut	$\Sigma qut$
<b>FILS (2)</b>	2A-2B	3.20	SUP	0,68	triangulaire	1.065	0, 8	<b>167.7</b>	124.03	178.60	132.09	357.20	264.18	134.16	268.32
			INF	0.64	triangulaire	1.065	0,8	<b>167.7</b>	124.03	178.60	132.09			134.16	
	2B-2C	3.1	SUP	0.66	triangulaire	1.032	0,775	<b>167.7</b>	124.03	<b>173.06</b>	127.99	346.12	255.99	129.96	259.93
			INF	0.62	triangulaire	1.032	0,775	<b>167.7</b>	124.03	<b>173.06</b>	127.99			129.96	
	2C-2D	2.2	SUP	0.47	triangulaire	0,732	0,55	<b>167.7</b>	124.03	122.75	90.78	245.51	181.57	92.23	184.47
			INF	0.44	triangulaire	0,732	0,55	<b>167.7</b>	124.03	122.75	90.78			92.23	
	2D-2E	3.95	SUP	0.84	triangulaire	1,315	0,987	<b>167.7</b>	124.03	220.52	163.09	441.05	326.19	165.51	331.03
			INF	0.79	triangulaire	1,315	0,987	<b>167.7</b>	124.03	220.52	163.09			165.51	
	2E-2F	3.30	SUP	0.70	triangulaire	1.098	<b>0,825</b>	<b>167.7</b>	124.03	184.13	136.18	368.26	272.36	138.35	276.70
			INF	0.66	triangulaire	1.098	0,825	<b>167.7</b>	124.03	184.13	136.18			138.35	
2F-2G	3,3	SUP	0.70	triangulaire	1,098	0,825	<b>167.7</b>	124.03	184.13	136.18	368.26	272.36	138.35	276.70	
		INF	0.66	triangulaire	1,098	0,825	<b>167.7</b>	124.03	184.13	136.18			138.35		
<b>FILS (E)</b>	1-2	4,95	gauche	0.79	trapézoïdal	1.564	1.358	<b>167.7</b>	124.03	262.28	193.98	498.73	368.86	227.73	444.06
			droit	0.66	trapézoïdal	1,410	1.29	<b>167.7</b>	124.03	236.45	174.88			216.33	
	2-3	4.65	gauche	0.84	trapézoïdal	1.510	1,278	<b>167.7</b>	124.03	253.22	187.28	484.64	358.44	214.32	423.10
			droit	0.70	trapézoïdal	1. 380	1,245	<b>167.7</b>	124.03	231.42	171.16			208.78	

❖ **DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNE :**

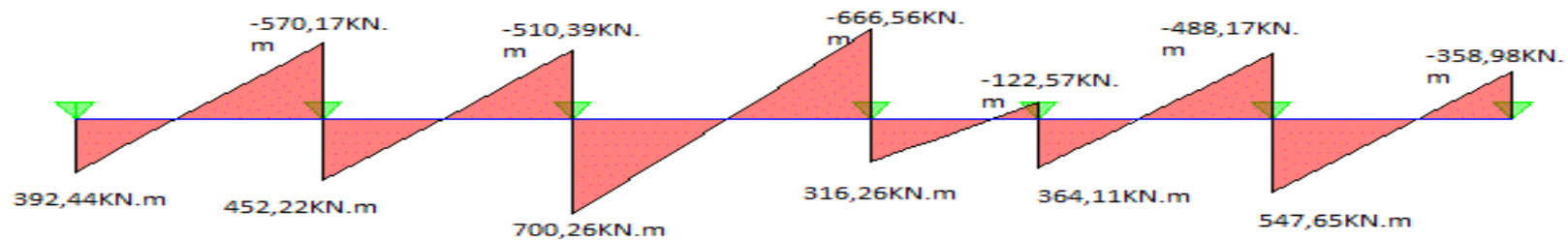
➤ *Sens longitudinal : fils 2*



**Figure VIII-2:** Diagramme des moments fléchissant à ELU



**Figure VIII-3:** Diagramme des moments fléchissant à ELS



**Figure VIII-4 :** Diagramme des efforts tranchant à ELU.

**Conclusion :**

Les efforts max	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
Moment fléchissant	$M_{\max} = 420.64 \text{KN.m}$ en travée	$M_{\max} = 314.51 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 512.61 \text{KN.m}$ au appui	$M_{\max} = 383.69 \text{KN.m}$ au appui
L'effort tranchant	$T_{\max} = 700.26 \text{KN}$	/

➤ Sens transversal : fils E

➤ Sens transversal :

Les efforts max	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
Moment fléchissant	$M_{\max} = 957.36 \text{KN.m}$ en travée	$M_{\max} = 703.44 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 1382.90 \text{KN.m}$ au appui	$M_{\max} = 1061.99 \text{KN.m}$ au appui
L'effort tranchant	$T_{\max} = 1390.55 \text{KN}$	/

❖ **Ferraillage de la nervure :**

a) **Armatures longitudinales :**  $b=60\text{ cm}$   $d=95\text{cm}$ .

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	A	choix d'armature
Fils 2	travée	42064	0.054	SSA	0,972	13.09	5HA16+4ha12
	appuis	51261	<b>0.066</b>	SSA	0,966	16.05	5HA16+5ha14
FilsE	travée	95736	<b>0.124</b>	SSA	0,934	31	5HA20+5HA20
	appuis	219441	0.180	SSA	0,900	46.47	5HA20+10HA20

**Tableau VIII-15: Le ferraillage adopté pour la nervure.**

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

<b>Diamètre</b>	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{ mm}$ Soit : $\phi = 8\text{ mm}$	
<b>Espacement</b>	<i>zone nodale</i>	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\max}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{25; 24\} = 10\text{ cm}$
	<i>zone courante</i>	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm}$ Soit : $S_t = 20\text{ cm}$
<b>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</b>	$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1,8\text{cm}^2$ Soit : $A_t=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).	

c) **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3\text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm**

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$  Condition vérifiée.

b) 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 longitudinale : $T_u^{\max} = 700.26\text{KN}$	$\tau_u = \frac{700.26 \times 1000}{600 \times 950} = 1.22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{\max} = 1390.55\text{KN}$	$\tau_u = \frac{1390.55 \times 1000}{600 \times 950} = 2.43\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1.d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b.d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	14.57	314.51	0.255	0,919	46.33	247.24	348	5.33	15	CV
	Appuis	17.75	383.69	0,311	0,912	41.82	249,49	348	5.96	15	CV
yy	Travée	31.42	703.44	0,551	0,889	30.04	265.09	348	8.82	15	CV
	Appuis	47.12	1061.99	0,826	0,870	23.46	272.69	348	11.62	15	CV

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Cette expérience nous a obligés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons Etabs 9.6.0 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

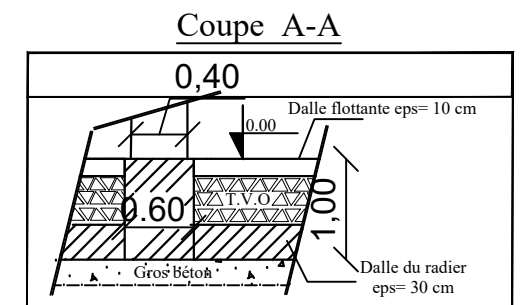
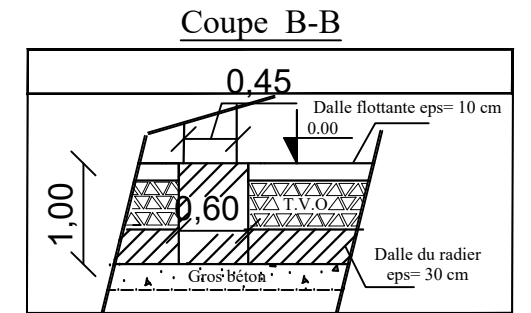
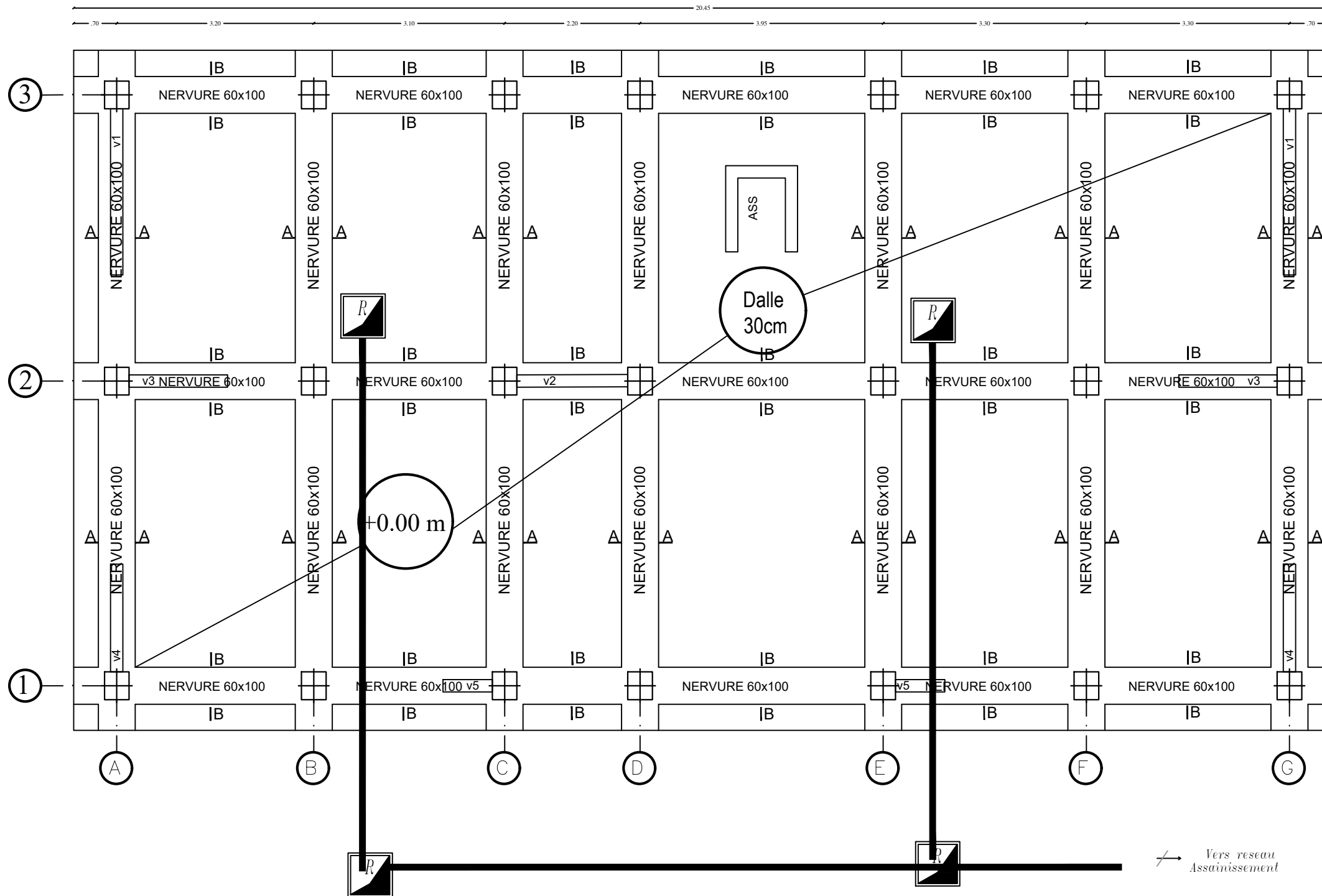
# **BIBLIOGRAPHIE**

## **Règlements :**

- Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003
- Document Technique Réglementaire B.C.2.2
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93
- Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99

## **Logiciels :**

- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- AUTO CAD 2014
- ETABS 9.6.0

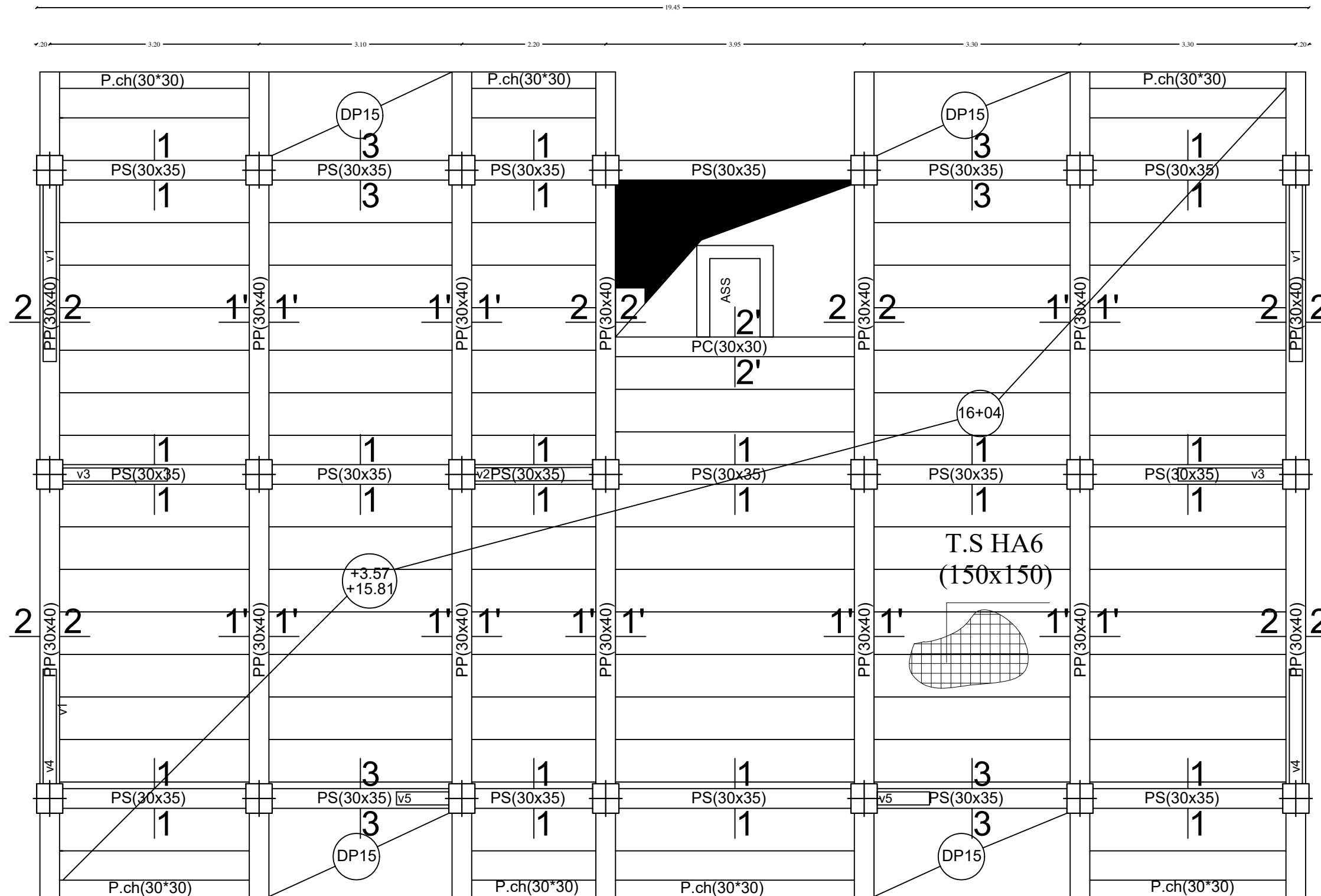


**NB**

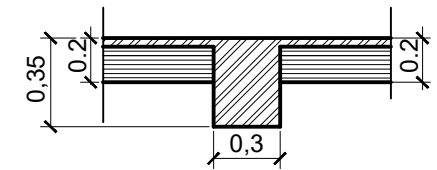
- Poteaux: (40X45)
- Nervure :(60X100)
- Débord :50Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

**PLAN DE FONDATIONS**  
**NIV: 0.00**

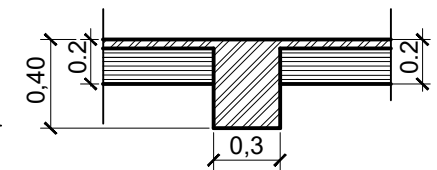
<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°: 1/50</i>
-KACI Lamia -ELAIOUNE Kahina	<b>PLAN DE FONDATION</b> NIV: +0.00(m)	<i>Plan N°: 02</i>
<i>Dirigé par :</i>		<i>Promotion:</i> 2021
Mr A.MANSOURI		



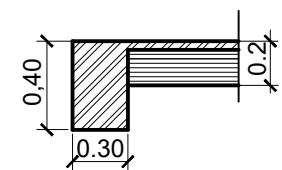
**Coupe 1-1**



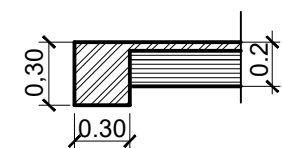
**Coupe 1'-1'**



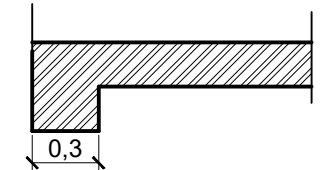
**Coupe 2-2**



**Coupe 2'-2'**



**Coupe 3-3**



**NIV: + 3.57 / + 15.81**

- Poteaux: (40X45)
- Poutres principales: (30X40)
- Poutres secondaires: (30X35)
- Poutres chainages (30X30)
- Dalle (CC): ep = 20cm
- Dalle (DP): ep = 15cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +3.57 / +15.81(m)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-KACI Lamia  
 -ELAIOUNE Kahina

Dirigé par :

Mr A.MANSOURI

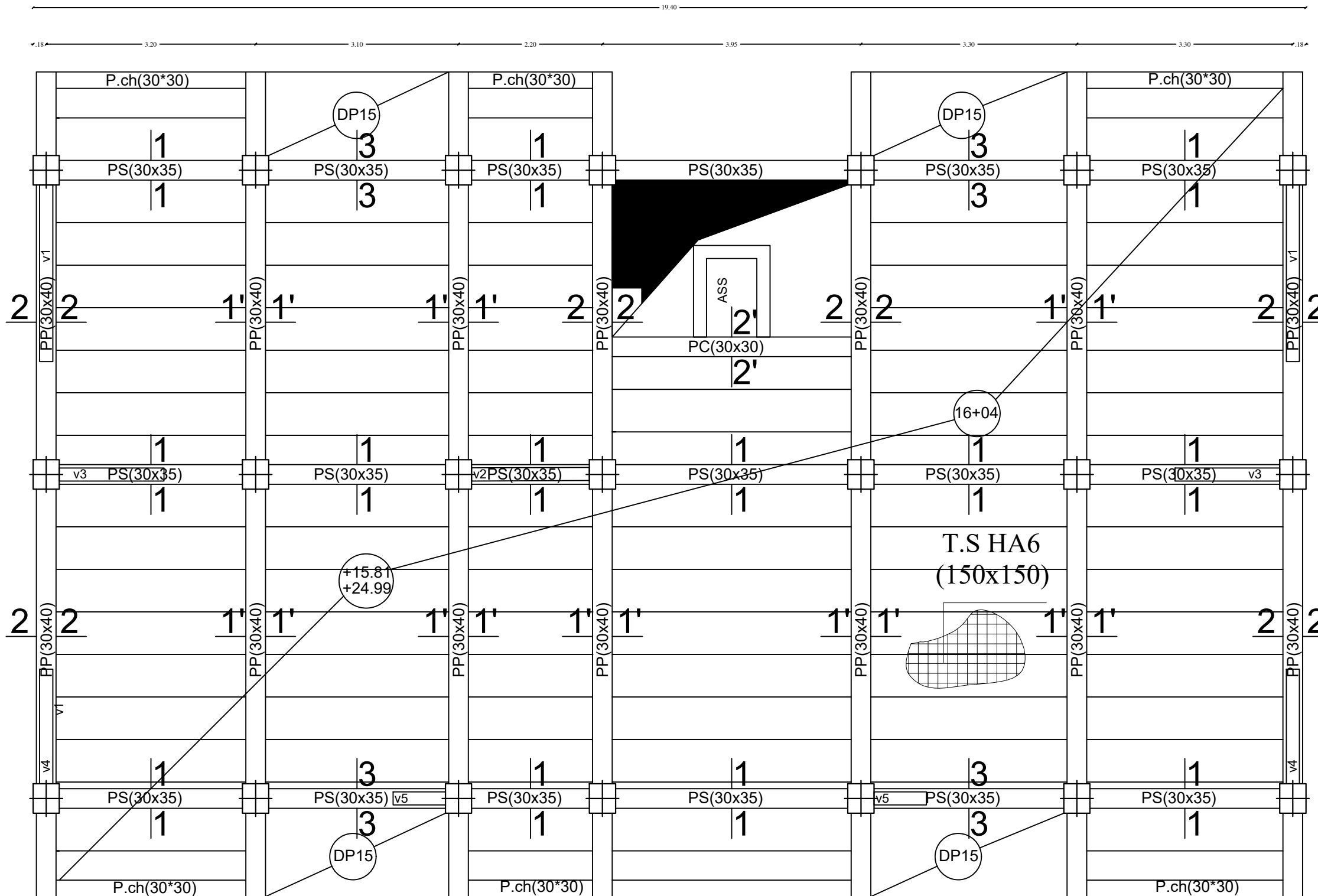
Titre :

**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV: +3.57 / +15.81(m)

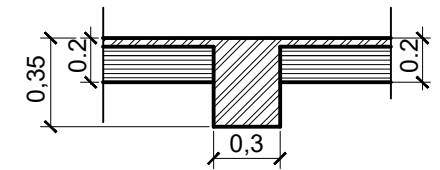
Echelle°: 1/50

Plan N°: 02

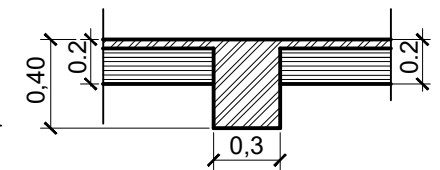
Promotion:  
 2021



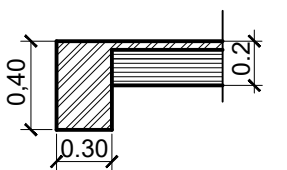
**Coupe 1-1**



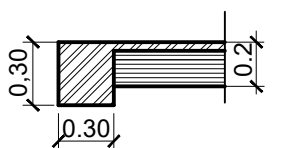
**Coupe 1'-1'**



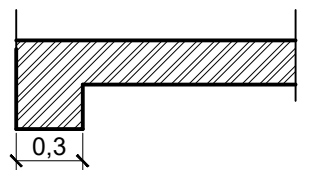
**Coupe 2-2**



**Coupe 2'-2'**



**Coupe 3-3**



**NIV: +15.81 / +24.99**

- Poteaux: (35X40)
- Poutres principales: (30X40)
- Poutres secondaires: (30X35)
- Poutres chainages (30X30)
- Dalle (CC): ep = 20cm
- Dalle (DP): ep = 15cm

**PLAN DE COFFRAGE**

**NIV: +15.81 / +24.99(m)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-KACI Lamia  
-ELAIOUNE Kahina

Dirigé par :

Mr A.MANSOURI

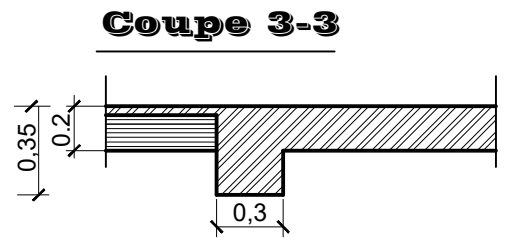
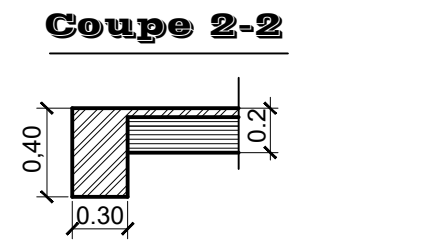
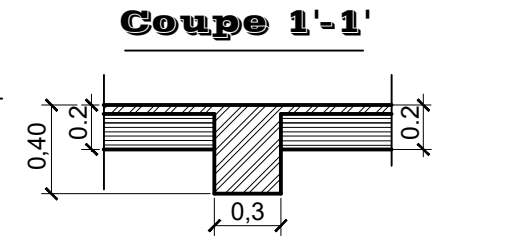
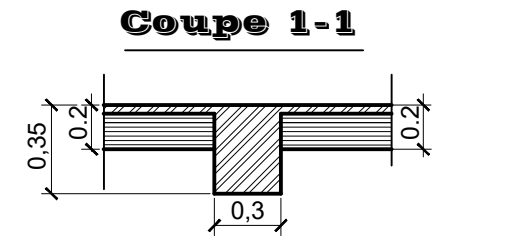
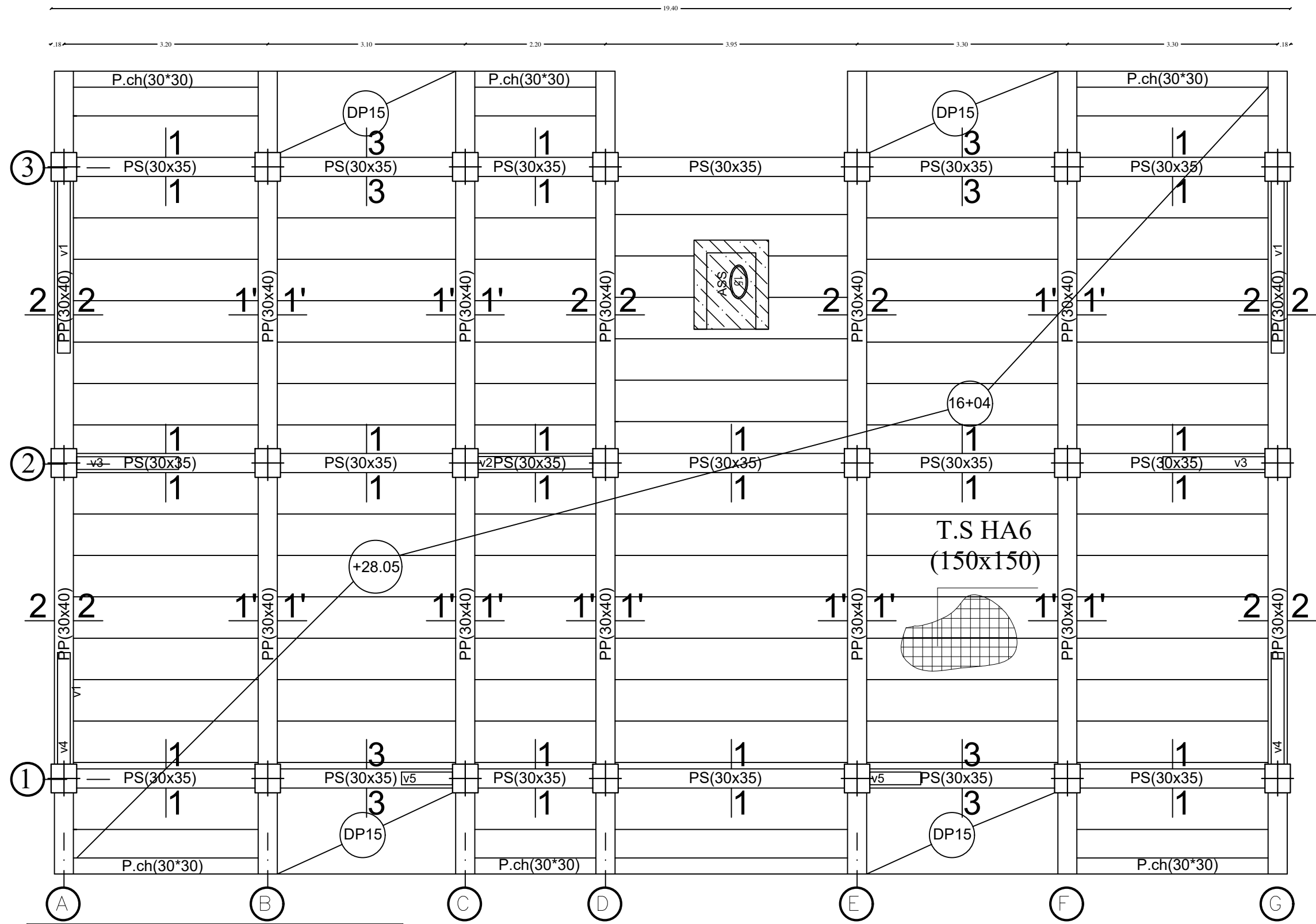
Titre :

**PLAN DE COFFRAGE**  
NIV: +15.81 / +24.99(m)

Echelle°: 1/50

Plan N°: 02

Promotion:  
2021



**NIV: +28.05**

- Poteaux: (35X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Poutres chainages(30X30)
- Dalle(CC):ep=20cm
- Dalle(DP):ep=15cm

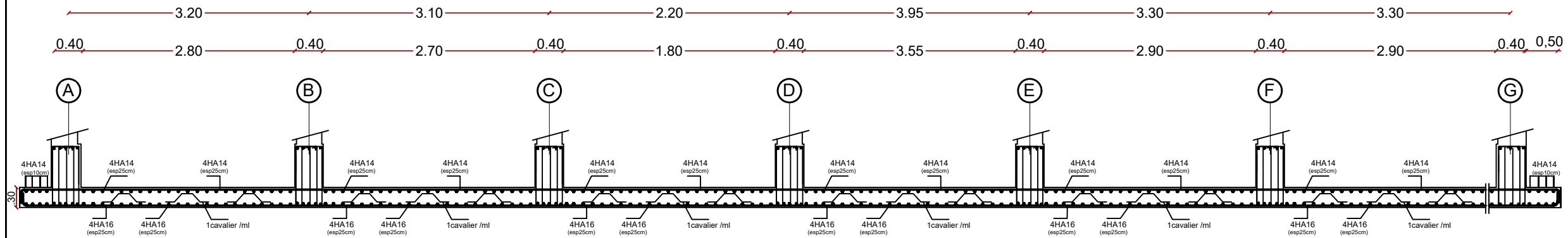
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +28.05(m)**

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

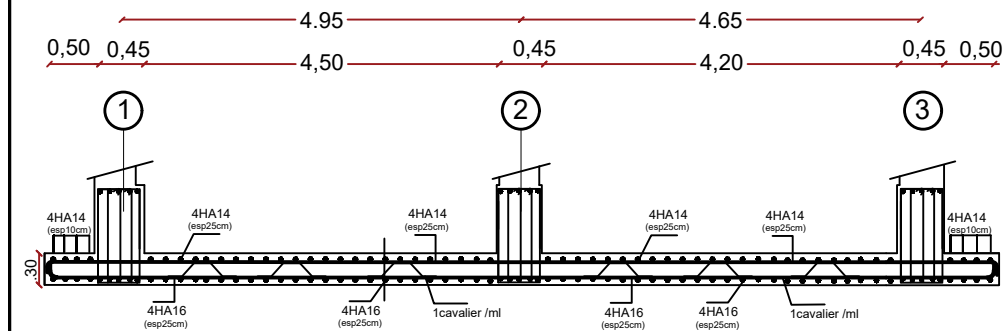
<u>Etudié par :</u> -KACI Lamia -ELAIOUNE Kahina	<u>Titre :</u> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: +28.05(m)	<u>Echelle°:</u> 1/50 <u>Plan N°:</u> 02 <u>Promotion:</u> 2021
<u>Dirigé par :</u> Mr A.MANSOURI		

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

## -Sens X-X



## -Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-KACI Lamia  
-ELAIOUNE Kahina

Titre :

-Ferrailage de la dalle  
du radier

Echelle°:1/50

Plan N°:06

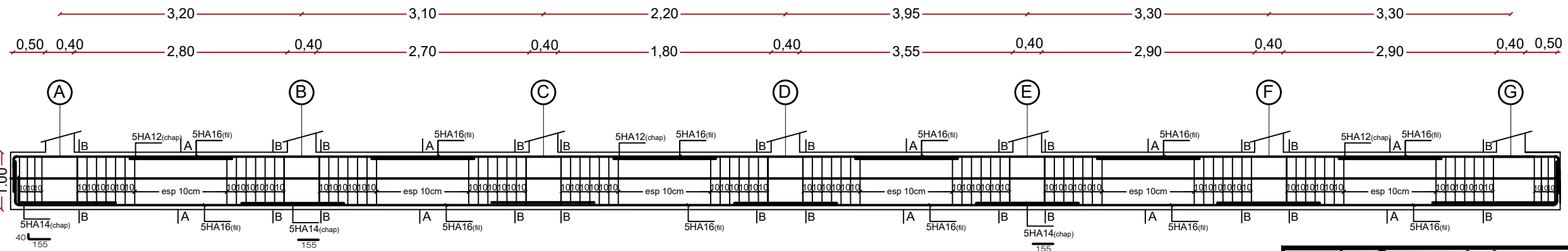
Dirigé par :

Mr A.MANSOURI

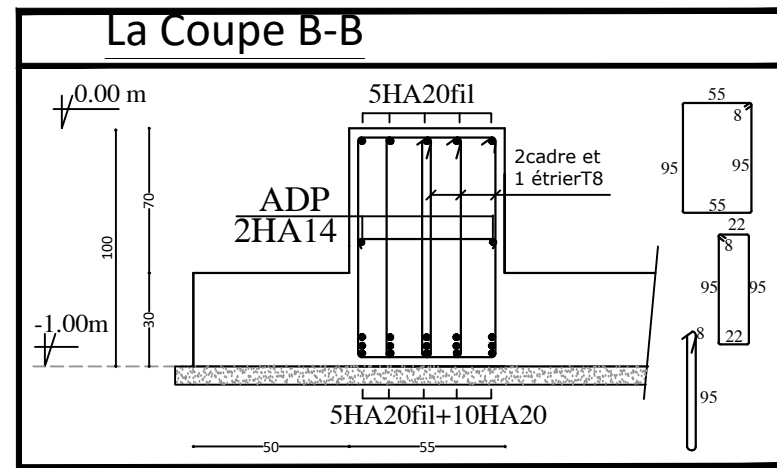
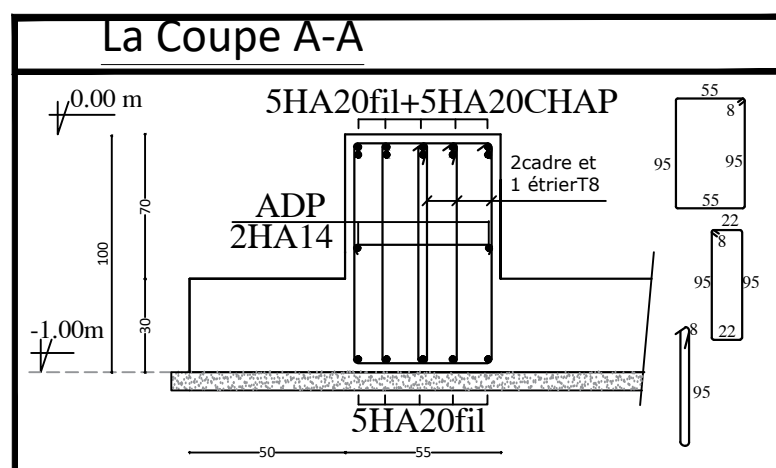
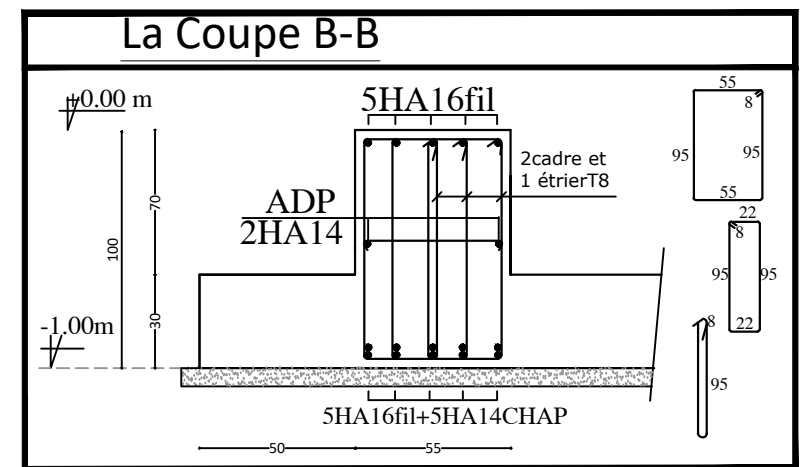
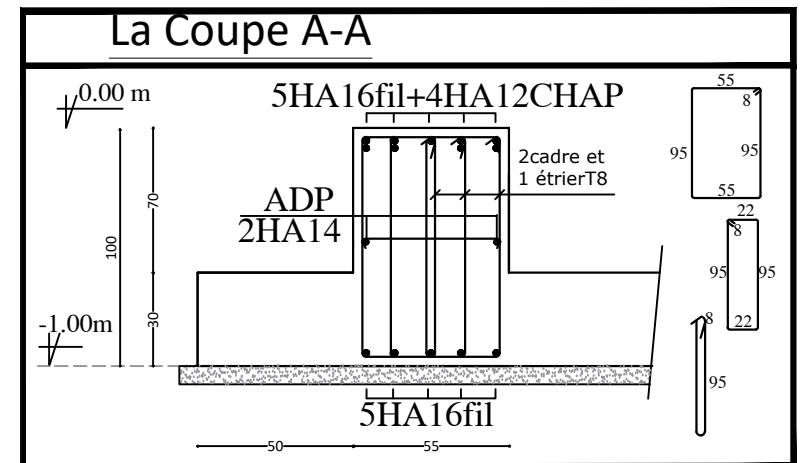
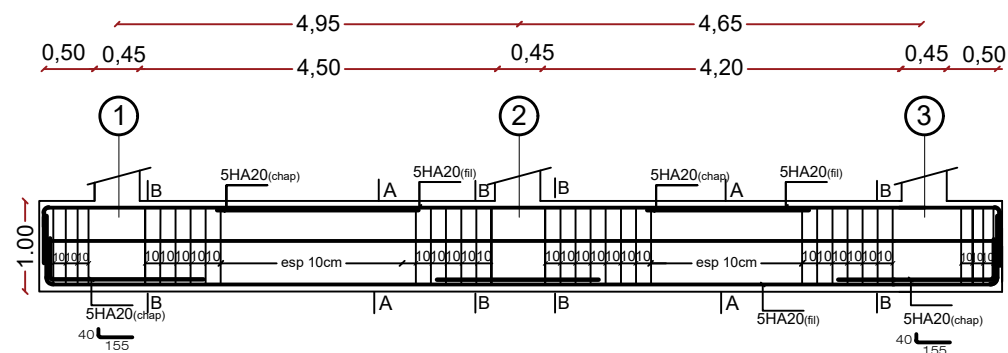
Promotion:  
2021

# FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60X100)cm<sup>2</sup>

## -Sens X-X



## -Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-KACI Lamia  
-ELAIOUNE Kahina

Dirigé par :

Mr A.MANSOURI

Titre :

-Ferrailage de la nervure

Echelle°: 1/50

Plan N°: 07

Promotion:  
2021