

République Algérienne Démocratique 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



Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en
génie civil**

Option : Construction Civil Et Industrielle.

Thème :

**Calcul d'une structure d'un bâtiment en (RDC+SOUS SOL+
7 étages courants) a usage multiple contreventée par portiques et
voiles avec l'application du logiciel ETABS V-9.6.0**

Etudie par : HENINE KAHINA

Dirige par : M^{ER} MAGHLAT

Année :2021 /2022

REMERCIEMENT

Au premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant.

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

Mes remerciements les plus sincères pour mon promoteur Mr MEGHLAT, qui représente pour moi le guide et l'exemple du sérieux dans le travail. Je le remercie pour la qualité de son encadrement, pour sa patience, ses remarques et ses conseils

Je remercie tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je remercie aussi les membres de jury qui me fera l'honneur de juger mon travail.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

DEDICACE

*C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que
Je dédie ce modeste travail aux deux étoiles qui brillent dans le ciel de
ma vie,*

*A ma très chère mère, mon exemple éternel, mon soutien moral la
source de force, joie et bonheur, qui m'a toujours soutenu tout au long
de ma vie et qui a sacrifié sa vie pour mon bien-être et ma réussite*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour
mon éducation et mon bien être qui peut être fier et trouver ici le
résultat de longues années de sacrifices.*

*Je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis
aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour
moi.*

*A ma très chère sœur KENZA que j'aime beaucoup
A mon très cher frère MOHAMMED*

*A la mémoire de ma grande mère FAROUDJA et grand père
MOHAMMED*

*Mes cousins et cousines
Mes oncles et mes tantes*

A mes chères amies SONIA et TAOUS

Ma très chère grande mère FATIMA et grand père HACENE

*Tous ceux qui m'ont soutenu et aidé pour la réalisation de ce modeste
travail
et à Tous ceux qui me sont chers.*

SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments..... 16

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1- Acrotère 34

III-2- plancher..... 42

III-3- balcon 73

III-4- dalle pleine 79

III-5- escalier 89

III-6- salle machine 107

Chapitre IV : Etude de contreventement 119

Chapitre V : Modélisation et Vérification des conditions du RPA..... 134

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1- Ferrailage des poutres 159

VI-2- Ferrailage des poteaux..... 179

VI-3- Ferrailage des voiles 193

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 207

Conclusion générale

Plan d'exécution

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public.

Les ingénieurs civils jouent un rôle majeur et indispensable dans le développement vivable, ces derniers veulent résoudre des problèmes qui se posent et de trouver des solutions afin de construire, rénover, réparer, entretenir réaménager et moderniser les infrastructures quelque soit leurs spécialités, fonctions et destinations. Ils tiennent à la sécurité la stabilité, la santé et le bien-être de la capitale public.

Avant d'exécuter un ouvrage en génie civil, on doit le calculer de manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usagés pendant et après la réalisation à moindre coût.

Chaque étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles :

La superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

***La première étude** consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue et difficile, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, ROBOT..., permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.*

***La deuxième « Étude de l'infrastructure »** consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.*

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

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude j'ai procédé au calcul d'une structure comportant un sous-sol, un RDC et 7 étages à contreventement mixte à usage d'habitation et commerce, dans cette étude j'ai utilisé le logiciel de calcul Etabs (version 9.6) particulièrement efficace dans la modélisation des structures à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure.

Pour mon étude de la structure (R+7 avec Sous-sol) à contreventement mixte en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques qui sont reproduites par un spectre de réponse tiré du calcul donné par le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, qui sera introduit au logiciel (ETABS).

I.1. INTRODUCTION :

Un Bâtiment est un ouvrage durable composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courants.

Ce bâtiment peut-être pour un usage d'habitation (villas, immeubles, ...), industriel (usines, entrepôts,...), commercial (magasins, ...).

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+7+1sous-sol**) à usage d'habitation et commerciale en ossature mixte (portique et voile).

Cet ouvrage est de moyenne importance (**groupe d usage2**), implanté à la wilaya de **Tizi Ouzou**. Cette zone est classée selon le **RPA 99 (version 2003)** comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone II a**).

Cet ouvrage est composé :

- 07 étages courants à usage d'habitation.
- 01 sous-sol
- RDC à usage commercial.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

I.3.Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La hauteur totale d'un bâtiment est souvent limitée par les règlementations. La hauteur des locaux dépend de l'usage et elle est très souvent fixée par des règlements ou le cahier de charges. Notons que, dans bien des cas, il est souhaitable d'adopter des hauteurs d'étages supérieures aux valeurs minimales requises et adaptées à la surface des locaux, afin de les rendre plus agréable aux utilisateurs et éviter tous sentiment d'écrasement du à un plafond trop bas.

- Longueur totale :**14m**
- Larguer totale :**24.20 m**
- Hauteur totale :**29.07m**
- Hauteur de sous-sol :**3.57m**
- Hauteur de rez-de-chaussée **4.08m**
- Hauteur d'étage :.....**3.06m**
- Hauteur salle machine**2.5m**
- Hauteur de l'acrotère.....**0.7m**

I.4.Règlements utilisés et normes de conception :

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage .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.

- Document Technique Réglementaire « **DTR B.C.2.41** » : règles de conception et de calcul des structures en béton armé « **CBA93** ».

I.5 .Éléments de l'ouvrage :

A. Ossature :

La structure est constituée par des portiques en béton armé et des voiles. D'après le **(RPA 99 version 2003)** pour toute structure dépassent une hauteur de 14 mètres en Zone IIa, Son contreventement est assuré par deux types :

✓ Contreventement par portique :

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

✓ Contreventement par voiles :

Les Voiles en béton armé seront disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes,... etc.), ils assurent :

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

B .Plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- ✓ Il supporte son poids propre et les charges d'exploitation, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- ✓ Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

✓ Type de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux types :

1. Planchers en corps creux :

Les plancher a corps creux sont constituées de :

- **Nervure** : appelées poutrelles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.
- **Un remplissage en corps creux** : appelé aussi hourdis ou entrevous élément préfabriqué en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher .les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armée formée d'un quadrillage d'armatures ayant comme but :
 - Limiter le risque de fissuration par retrait.
 - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.



Figure. I.1 : Plancher à corps creux

2. Dalle pleine en béton armée :

Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les console.

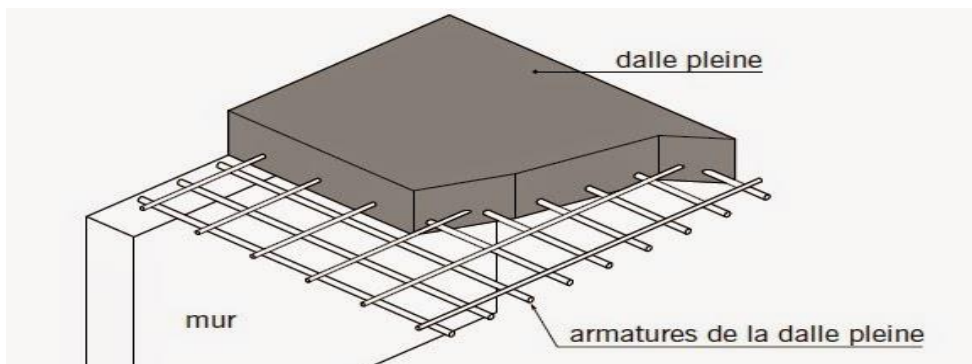


Figure I.2 : Dalle pleine.

C- Maçonnerie :

✓ Murs extérieurs et séparation des appartements :

Ils sont constitués de double cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique $L=15+5+10=30$

cm.

✓ Murs intérieurs :

Ils sont constitués de simples cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

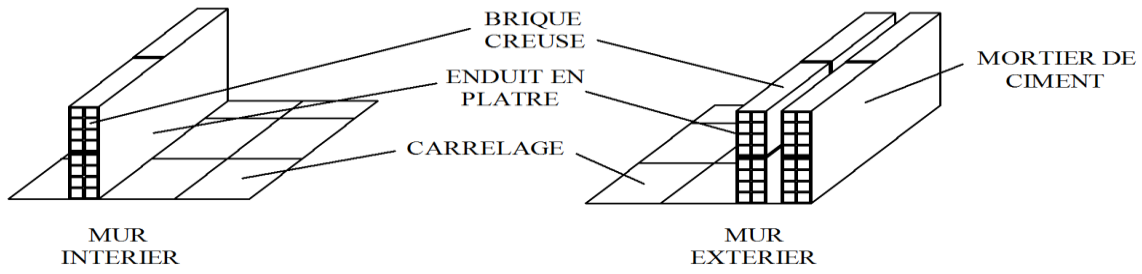


Figure I.3 : La maçonnerie

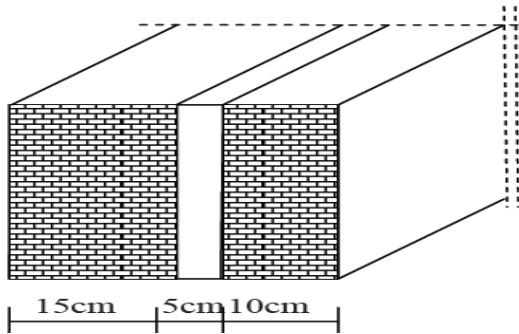


Figure I. 4 : Mur en double cloisons.

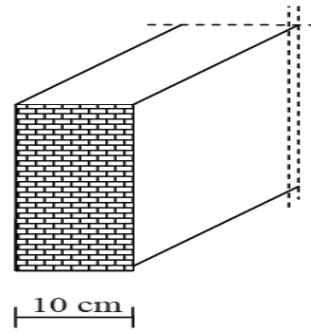


Figure I.5 : Mur en simple

D. Les escaliers :

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

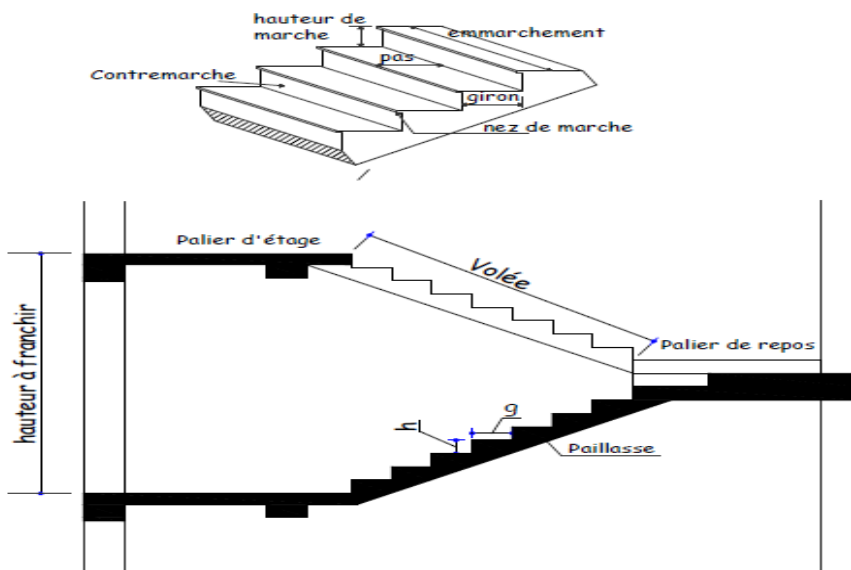


Figure I.6 : Caractéristiques d'un escalier droit.

E .Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- ✓ Enduits en ciment de **1.5 cm** d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduits en ciment de **1.5 cm** d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- ✓ Enduits en plâtre de **2 cm** d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- ✓ Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- ✓ Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

F. Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Notre structure est munie d'une cage d'ascenseur.

G. Balcons :

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

H. Acrotère :

C'est un petit mur en béton armé surmontant le périphérique du sommet d'une terrasse ou d'un toit.

Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I. Le Coffrage :

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

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- ✓ Réduction des opérations manuelles.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurisation de la main d'œuvre.



Figure I.7 : Coffrage en bois et en métallique.

J .Les fondations :

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

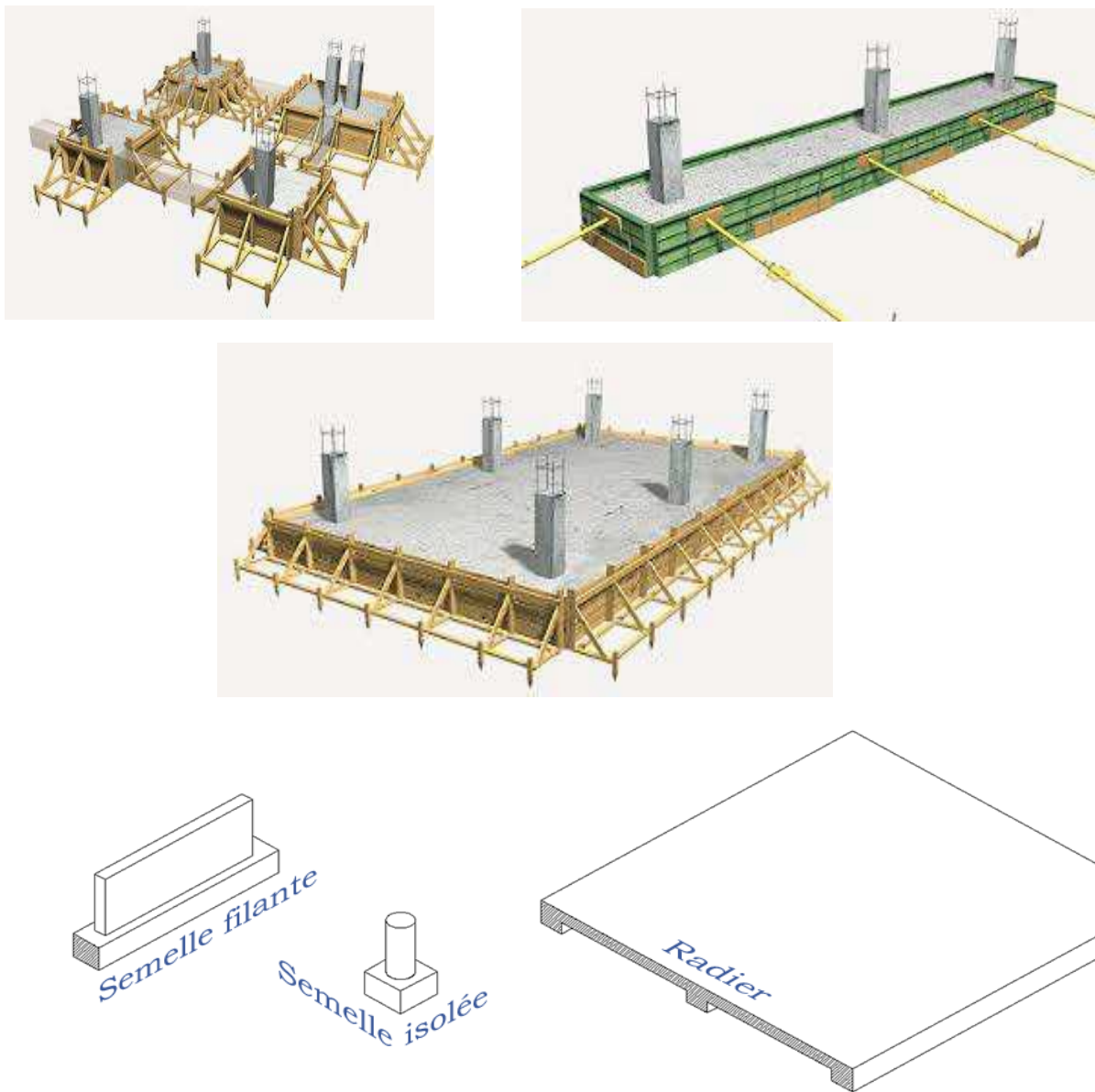


Figure I. 8 : Les types de fondations

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes **RPA 99 version 2003** ainsi que les règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91 modifié 99**).

❖ **Le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (**sable et graviers**), d'un liant hydraulique (**ciment**) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

1. Dosage du béton :

Dans un 1m³ de béton, on a environ :

- ✓ Sable fin**380 à 450 dm³**
- ✓ Gravillons.....**750 à 850 dm³**
- ✓ Dosage de ciment.....**350 Kg/ m³**
- ✓ Eau de gâchage.....**150 à 200 L**

▪ **Ciment :**

Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland composé de classe 425) et le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

▪ **Granulats :**

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- ✓ Sable de dimension (0<D_s<5) mm
- ✓ Gravier de dimension (5<D_g<25) mm

▪ **Eau de gâchage :**

Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: dosage élevé en eau conduit à un retrait

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: insuffisance d'eau conduit à un défaut de maniabilité et une mauvaise étanchéité

Remarque : L'eau doit être pure sans acide, le gravier doit être aussi dur et propre, le sable doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

2. Résistance du béton à la compression : (BAEL91/Art A. 2.1, 11)

Le béton est défini par sa résistance à **28 jours**, dite résistance caractéristique à la compression et notée [**f_{c28}**], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de **16 cm** de diamètre et **32cm** de hauteur par compression axiale après **28jours** de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- ✓ **Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge j<28 jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous :**
(ART A.2.1,11/BAEL91modifié99)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 j} \quad \text{En [Mpa] ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \quad \text{En [Mpa] ; pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- ✓ Pour $j \geq 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

$f_{cj} = f_{c28}$ en [Mpa] (ART A.2.1.11/ BAEL 91 modifié 99)

Dans notre cas on prévoit une résistance de **25 MPa à 28 jours** facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25$ MPa

3. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- ✓ Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- ✓ Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- ✓ Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

- La résistance du béton à la traction est notée par (f_{tj}), Elle est déterminée par la relation suivante : (ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

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

4 .Modules de déformations longitudinales du béton :

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

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 h**, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa (Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99)}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa] (Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99)}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28}=25\text{Mpa}$; $E_{i28}=32164.20\text{ Mpa}$
 $E_{v28}=10818.87\text{ Mpa}$

5. Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (**Art A.2.1.3/BAEL91 modifié99**), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

6. Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \quad \text{Avec : } \Delta d/d : \text{déformation relative transversale}$$

$\Delta L / L : \text{déformation relative longitudinale}$

- **E.L.U** : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**)
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**)

7. Les états limitent :

Un état limite est une situation au- delà de la quelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3, 41)**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- ✓ Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- ✓ Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).
- ✓ **La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{En [Mpa] (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99)}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :
 - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.50 \text{ en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$
- θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :
 - $\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{array} \right.$
- t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

▪ 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

✓ **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :**

(ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99) :

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

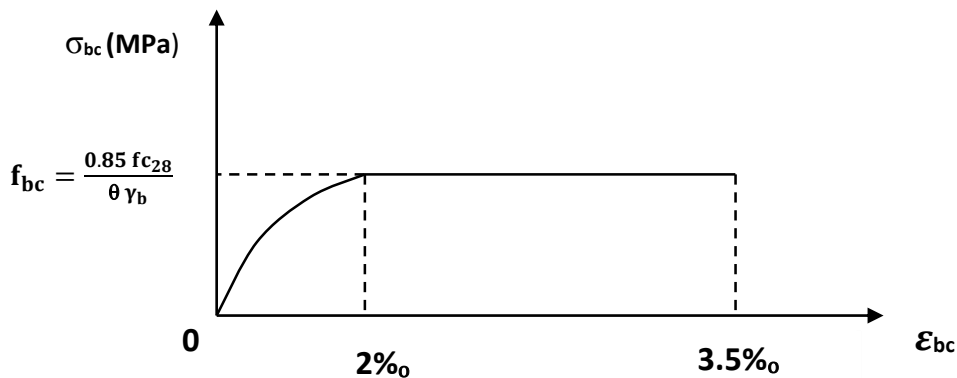


Figure I.9 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

✓ **Le diagramme est composé :**

- ✓ D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰ (état élastique)**.
- ✓ D'une partie rectangle (état plastique).
- ✓ $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression
- f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression
(Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E \cdot \epsilon_{bc}$)
- E : Module de Young.

✓ **Contrainte limite de cisaillement : (BAEL 91 Modifier En 99 Art5-1)**

- $\tau_u = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.
- $\tau_u = \min(0.10f_{c28} ; 4\text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

• **L'état limite de service (E.L.S) :**

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 déformation 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 est donnée par la formule :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{En [Mpa]. (ART.A.4.5.2 / BAEL 91modifié99)}$$

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

On trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

✓ **Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS :**

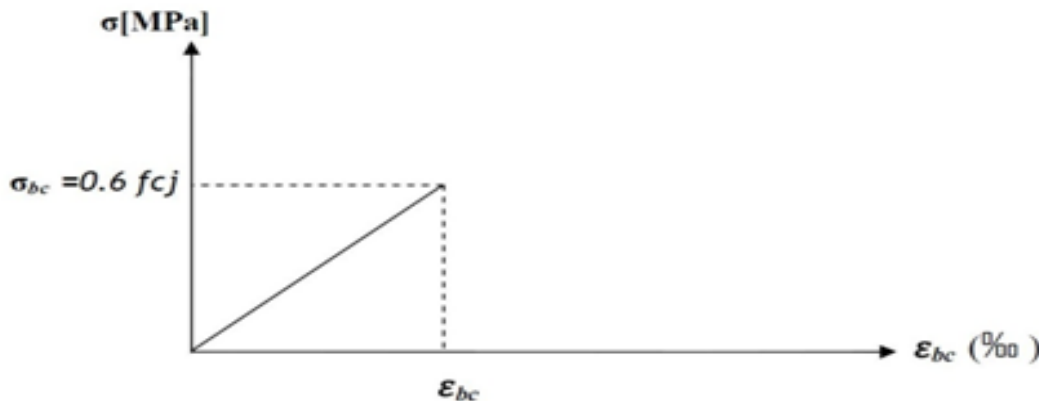


Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

✓ **La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{En [MPa] (ART. A.5.1.211 / BAEL 91modifié 99)}$$

- Avec :
- V_u : l'effort tranchant à ELU.
 - b_0 : largeur de la section cisailée.
 - d : hauteur utile (**0.9h position d'aciers tendus**).

✓ **La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :**

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

❖ **Les aciers :**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, on trouve les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence(H.A).

Les ronds lisses ne seront pas utilisés.

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limites d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en Barre	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis soudé (T S) TL 520	T S	520	550	8‰	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

1. Module d'élasticité longitudinale : (A.2.2 ,1/BAEL91/ modifié99

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à :

Es = 200000 MPa.

2 .Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

• **Etat limite ultime ELU : (Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99)**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ **Diagramme contraintes déformation : (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99)**

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

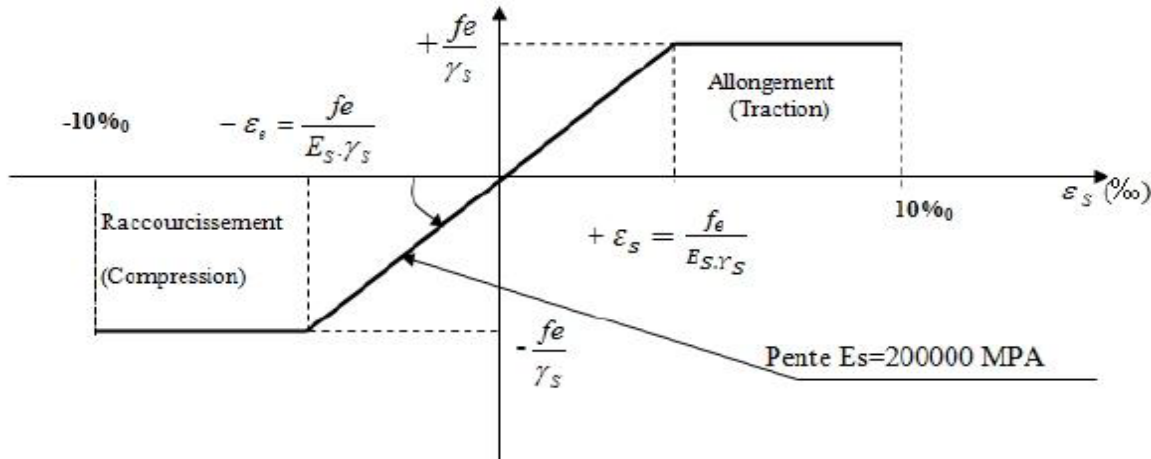


Figure I.11 : Diagramme contraintes – déformations.

• **État Limite de Service (ELS) : (BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,32)**

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). **Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.**

On distingue 3 cas de fissurations :

✓ **Fissurations peu préjudiciables :**

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

✓ **Fissurations préjudiciables :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante :

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

✓ **Fissuration très préjudiciables :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 ; \text{ pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

3. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99) :

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

- ✓ **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ✓ **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

I.7. Les Actions :

1. Définitions : Ce sont des forces appliquées à une construction :

- **Soit directement** : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.
- **Soit indirectement** : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

2. Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- ✓ Poids propre de la structure.
- ✓ Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- ✓ Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- ✓ Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

3. Les actions variables « Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, **elles comprennent** :

- ✓ Les charges d'exploitations
- ✓ Les charges climatiques.
- ✓ Les variations de température.

4. Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- ✓ Charges climatiques exceptionnelles.
- ✓ Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- ✓ Explosion (gaz, bombes,...)
- ✓ Séisme.

Conclusion :

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction, le pré dimensionnement des éléments de notre bâtiment se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- **Le RPA99**
- **Le CBA93**
- **Le BAEL91**

II.2.Descente de charge :

On appelle la descente de charge, le principe de distribution des charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas.

II.3.Principe de calcul :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment.

II.4.Pré dimensionnement :

4.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions essentielles :

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

Dans cet ouvrage existe deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux en parties courantes
- ✓ Dalle pleine pour les balcons et le hall d'ascenseur.

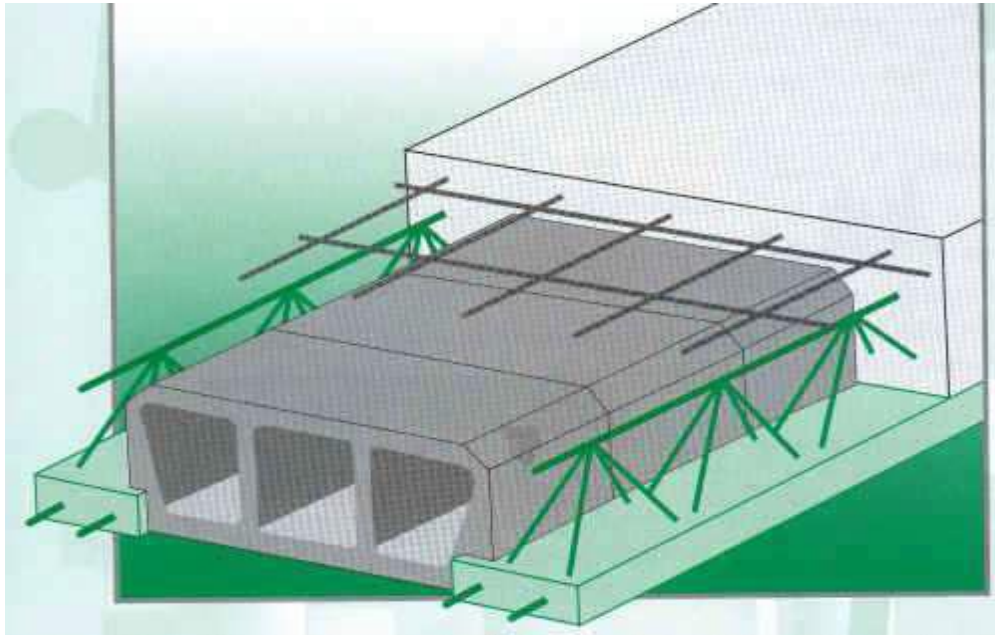


Figure II.1. : Dessin d'un plancher en corps creux

a- Le plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

ht : hauteur totale du plancher

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

Avec : **L_{max} = L - b**

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur de la poutre principale.

Remarque : En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le **RPA** qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

$$L_{max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{475}{22,5} = 21.11 \text{ cm}$$

- On optera pour plancher de (20+4)=24cm

- ✓ Epaisseur du corps creux est de 20cm.
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

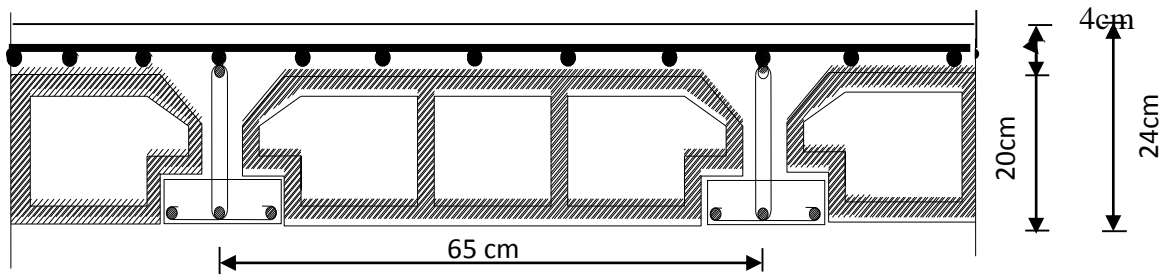


Figure II.2. : Coupe d'un plancher en corps creux

✓ **Vérification de la sécurité contre l'incendie :**

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- ✓ Pour 1 heure de coupe-feu. $e \geq 7 \text{ cm.}$
- ✓ Pour 2 heures de coupe-feu. $e \geq 11 \text{ cm.}$
- ✓ Pour quatre heures de coup de feu $e \geq 17 \text{ cm.}$

On a : $ht=24\text{cm}$ donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

b-Dalle pleine :

C'est une dalle réalisé en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends .La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concerné.

Le pré dimensionnement des dalles pleines est déterminé en tenant compte de leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

✓ **Condition de résistance à la flexion :**

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante :

$$\alpha = lx/ ly$$

Avec : lx : petit côté du panneau de dalle.

ly : grand côté du panneau de dalle.

Si : $\alpha \leq 0.4$ la dalle porte sur 1 seul sens.

Si : $\alpha \geq 0.4$ la dalle porte sur 2 sens.

• **Dalles reposant sur 2 appuis :**

$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$$

• **Dalles reposant sur 3 appuis :**

$$\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{lx}{35}$$

• **Dalles reposant sur 4 appuis :**

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$$

Dans notre cas on a un panneau reposant sur 3 appuis.

Avec : $lx = 130\text{cm}$ D'où : $3.25 \leq e \leq 3.71\text{cm}$

$ly=160 \text{ cm}$

Soit : $e=15\text{cm}$

✓ **Condition de résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)**

$e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ Pour un coupe-feu de quatre heures.

Soit : $e = 15\text{ cm}$

✓ **Condition d'Isolation acoustique : (CBA93)**

Pour une dalle pleine en béton armé on doit avoir un indice d'affaiblissement acoustique notée R
Telle que : $R=57\text{ Db}$

✓ **Contre les bruits aériens :**

$\rho.e \geq 350\text{Kg/m}^2$ avec : - e : épaisseur désirée.
- ρ : Masse volumique du béton ; $\rho=25\text{KN/m}^3$

$$e \geq 35000/2500 \quad e \geq 14\text{cm}$$

✓ **Contre les bruits d'impact :**

$$\rho.e \geq 400\text{Kg/m}^2$$

$$e \geq 40000/2500$$

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égal à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

• On opte pour une dalle pleine de : $e = 15\text{cm}$.

4.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles sont section rectangulaire, en T ou en I, dont la portée est prise entre nus des appuis. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

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

Le dimensionnement des poutres se fait par le règlement **BAEL 91 modifié 99** par la Condition de la flèche, et il doit être vérifié par le **RPA version 2003. (Art 7.5 1)**

Il est donné comme suit :

✓ **Hauteur :**

$$\frac{L_{\max}}{15} < h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

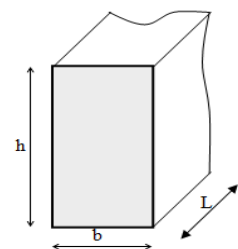
✓ **Largeur b :**

$$0.4 h < b \leq 0.7 h$$

Avec : b : La largeur de la poutre

h : la hauteur totale de la poutre

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré



De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement « **RPA 99(Article7.5.1) / Version 2003**

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$

4.2.1. Poutres principales : (pp) (sens longitudinal)

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

En zone IIa le minimum coffrage des poteaux : (25x25) cm².

✓ Calcul de la hauteur :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max}=500-25=475\text{cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow 31.66 \leq h \leq 47.5$$

On prend : **hp=40cm**

✓ Calcul de la largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow 0.4 \times 40 = 16\text{cm}$$

$$0.7 \times 40 = 28\text{cm}$$

On prend : **b=25cm**

La section des poutres principales est : b x h=25 x 40 (cm²)

4.2.2. Poutres secondaires :(ps) (sens transversal)

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

✓ Calcul de la hauteur :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max}=500-25= 475\text{cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow 31.66 \leq h \leq 47.5$$

On prend : **hp=40cm**

✓ Calcul de la largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow 0.4 \times 40 = 16\text{cm}$$

$$0.7 \times 40 = 28\text{cm}$$

On prend : **b=25cm**

La section des poutres secondaires est : b x h= 25 x 40 (cm²)

4.2.3. Poutre Palière :

✓ Calcul de la hauteur :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max}=500-25= 475\text{cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \quad \rightarrow 31.66 \leq h \leq 47.5$$

On prend : **h=35cm**

✓ **Calcul de la largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow 0.4 \times 30 = 12\text{cm}$$

$$0.7 \times 30 = 21\text{cm}$$

On prend : **b=25cm**

La section de la poutre Palière est : **b x h= 25 x 30 (cm²)**

4.2.4. Poutres de chaînage :

✓ **Calcul de la hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max}=500-25= 475\text{cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow 31.66 \leq h \leq 47.5$$

On prend : **h=40cm**

✓ **Calcul de la largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow 0.4 \times 40 = 16\text{cm}$$

$$0.7 \times 40 = 28\text{cm}$$

On prend : **b=25cm**

La section de la poutre Palière est : **b x h= 25 x 40 (cm²)**

Vérification des poutres aux conditions du RPA 99 (l'article 7.5.1)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre palière	Poutres de chaînage	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	40	35	40	✓
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	25	25	✓
$h/b \leq 4$	1.6	1.6	1.4	1.6	✓

4.3. Les voiles :

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

Leur Pré dimensionnement se fera conformément à **(Art 7-7-1 du RPA99)**.

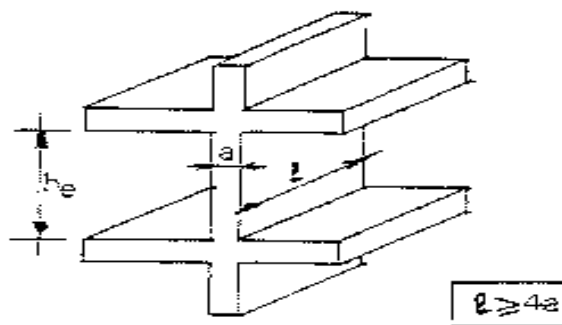


Fig. 7.7 : Coupe de voile en élévation

Selon le **RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1)**, un élément est considéré comme un voile si la condition suivante est vérifiée : **$l \geq 4e$** , dans le cas contraire l'élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec : **L** : portée du voile
e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA « l'épaisseur minimale est de 15cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous

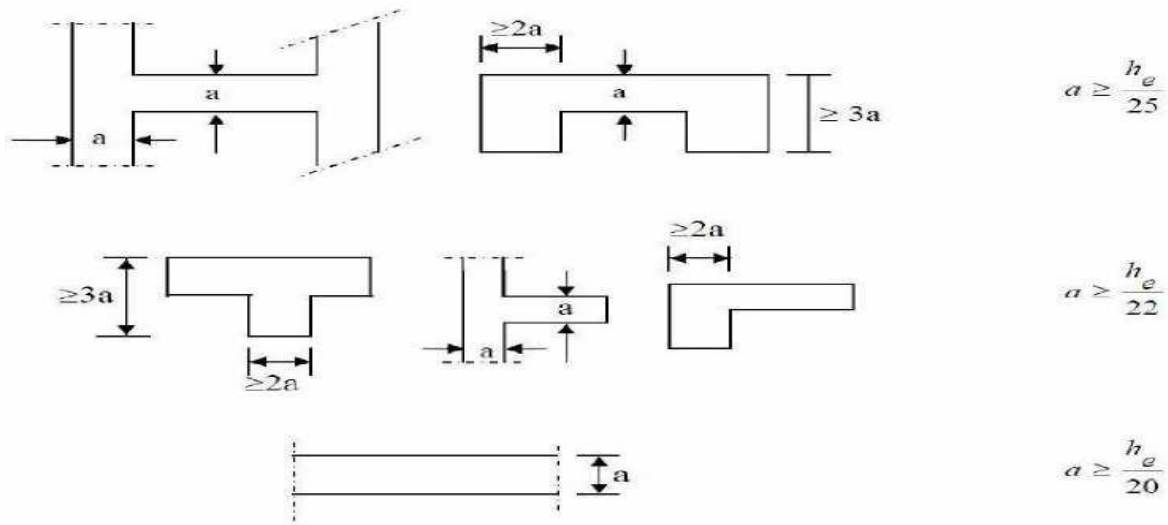


Figure II.4 : Différentes coupes des voiles en plan

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $e_p \geq \frac{h_e}{20}$



✓ **Au niveau du sous-sol** : $h = 357\text{cm}$

$h_e = h - \text{l'épaisseur de plancher.}$

$h_e = 357 - 24 = 333\text{cm.}$

$e \geq \frac{h_e}{20} = 16.65\text{cm}$

✓ **Au niveau de RDC** : $h = 408\text{cm}$

$h_e = 408 - 24 = 384\text{cm.}$

$e \geq \frac{384}{20} = 19.2\text{cm}$

✓ **Au niveau de l'étage courant** : $h = 306\text{cm.}$

$h_e = 306 - 24 = 282\text{cm.}$

$e \geq \frac{282}{20} = 14.1\text{cm}$

On adopte une épaisseur : $e = 25\text{cm}$

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

$L_{min} \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

4.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s’ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales (horizontales) 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 :

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \text{ (RPA99 version 2003- 7.4.3.1-)}$$

$$N_s = G + Q$$

- Avec :- G : charge permanente.
 - Q : Charge d’exploitation.
 - S : Section transversale du poteau.
 - σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l’ELS
 - N_s : Effort normal maximal à la base du poteau.

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

II.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

5.1. Charges permanentes G :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d’exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

- Plancher terrasse (inaccessible) :

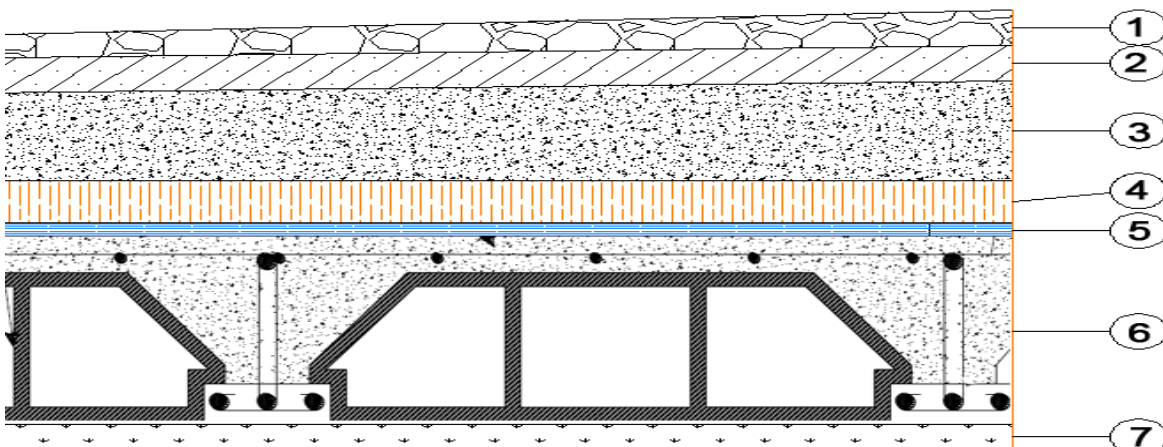


Figure II.5. : Coupe verticale du plancher terrasse

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. couche de gravier	0.04	20	0.8
2. étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. béton en forme de pente	0.1	22	2.2
4. feuille de polyane (par vapeur)	0.01	1	0.01
5. isolation thermique (liège)	0.04	3	0.12
6. plancher en corps creux	0.24	13.25	3.20
7. enduit plâtre	0.02	10	0.2
			Gt = 6.65

Tableau II.1 : Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

- Plancher étages courants (corps creux) :

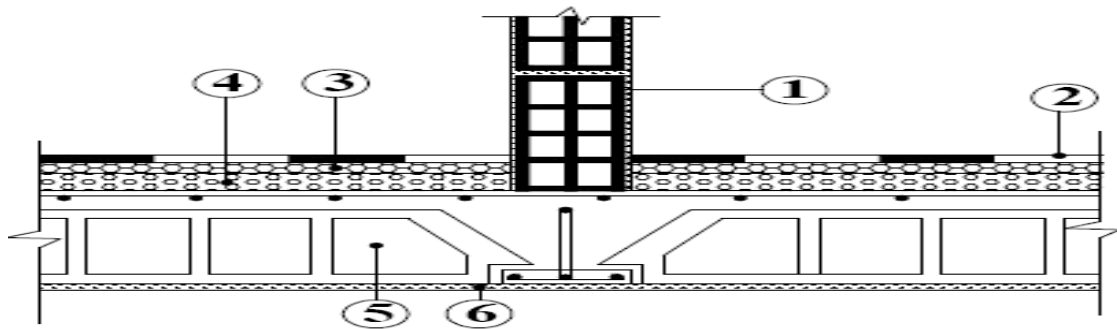


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.4
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle en corps creux	0.24	13.35	3.2
5. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6. Cloison en brique creuse	0.1	10	1
			Gt = 5.6

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

- Dalle pleine (balcon) :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	22	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,45

Tableau II.3 : Les charges permanentes revenant à la dalle pleine

- Maçonnerie :
- ✓ Mur extérieur :

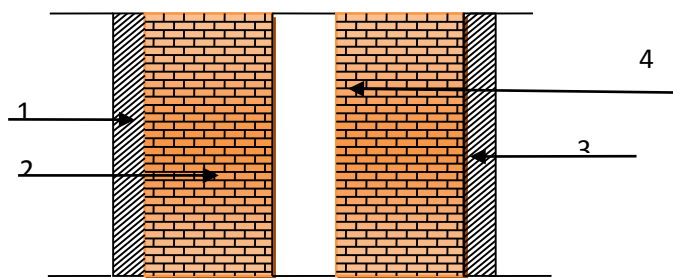


Figure II.7 : Coupe verticale du mur double cloison

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2 .Brique creusent	0.1	9	0.9
3. Lame d'aire	0.05		
4. Brique creuse	0.1	9	0.9
5. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			Gt =2.36

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

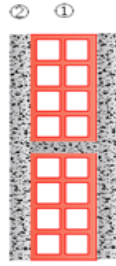
✓ **Mur intérieur :**

Figure II.8. : Mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x0.02	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	0.10	0.90
		Gt = 1.30 KN/ m ²

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

5.2. Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par **le DTR** comme suit :

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.6 : récapitulatif des surcharges d'exploitations.

5.3. Descente de charge :**1. Définition de la descente de charge :**

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

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

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité)

✓ **Section nette :**

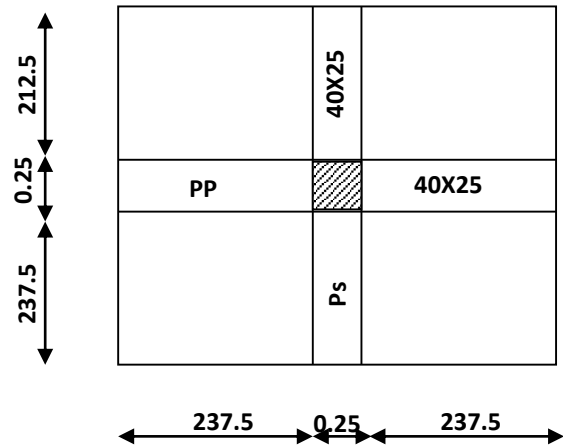
$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (212.5 \times 212.5) + (212.5 \times 237.5) + (237.5 \times 237.5) + (237.5 \times 212.5)$$

$$S_n = 20.25 \text{ m}^2.$$

✓ **Section brute :**

$$S_b = 4.75 \times 4.75 = 22.56 \text{ m}^2$$

**3. Calcul des poids propres des éléments :**✓ **poids des planchers : $P = Gt \times S_n$**

- Plancher courant : $G_{pc} = (5.6 \times 20.25) = 113.4 \text{ KN}$.

-plancher terrasse : $G_{pt} = (6.65 \times 20.25) = 134.67 \text{ KN}$.

✓ **Poids des poutres :**

- Poutre principale $G_{pp} = (0.25 \times 0.40) \times (2.375 + 2.125) \times 25 = 11.25 \text{ KN}$

- Poutre secondaire $G_{ps} = (0.25 \times 0.40) \times (2.375 + 2.125) \times 25 = 11.25 \text{ KN}$

$G_P = 11.25 + 11.25 = 22.5 \text{ KN}$.

✓ **Poids des poteaux :**

- Poteau d'étage courant : $P_{p \text{ courant}} = (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 4.80 \text{ KN}$.

- Poteau de R.D.C : $P_{RDC} = (0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 6.38 \text{ KN}$.

- poteau de S/SOL : $G_{S/Sol} = (0.25 \times 0.25 \times 3.57) \times 25 = 5.58 \text{ KN}$

✓ **Surcharge d'exploitation :**

RDC $Q \times S = 2.5 \times 22.56 = 56.4 \text{ KN}$.

Etages courant : $Q \times S = 1.5 \times 22.56 = 33.84 \text{ KN}$.

Terrasse : $Q \times S = 1 \times 22.56 = 22.56 \text{ KN}$.

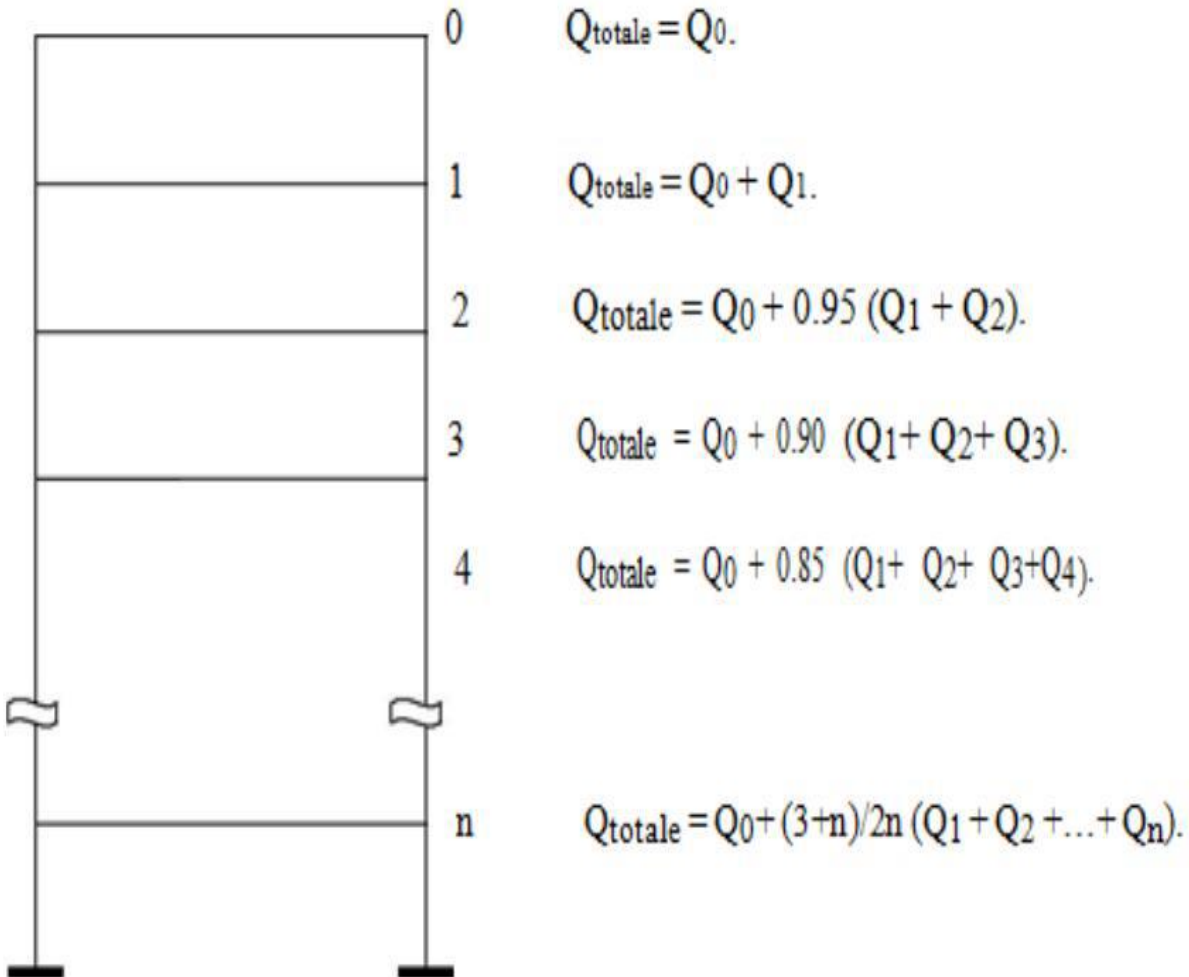
4. La loi de dégression des charges :

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas .Elle est donné par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Charges d'exploitation cumulées :



Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant

(D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage.

✓ Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/SOL
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

✓ Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération
terrasse	Q_0
6	$Q_0 + Q_1$
5	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
4	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{rdc})$
SS	$Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{rdc} + Q_{ss})$

✓ Application numérique :

Niveaux	Résultats [kN]
terrasse	22.56
6	$22.56 + 33.84 = 56.4$
5	$22.56 + 0.95 \times (33.84 \times 2) = 86.85$
4	$22.56 + 0.90 \times (33.84 \times 3) = 113.93$
3	$22.56 + 0.85 \times (33.84 \times 4) = 137.62$
2	$22.56 + 0.80 \times (33.84 \times 5) = 157.92$
1	$22.56 + 0.75 \times (33.84 \times 6) = 174.84$
RDC	$22.56 + 0.71 \times (33.84 \times 6 + 56.4) = 206.76$
SS	$22.56 + 0.68 \times (33.84 \times 6 + 56.4 \times 2) = 237.33$

Tableau II.7 : Résultats des surcharges cumulées.

II.6. Dimensionnement des poteaux :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N_s = G+Q$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumulée}$		$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$	Section adoptée
7	134.67	22.5	4.80	161.97	161.97	22.56	22.56	184.53	246.04	30x35
6	113.4	22.5	4.80	140.7	302.67	33.84	56.4	359.07	478.76	30x35
5	113.4	22.5	4.80	140.7	443.37	33.84	86.85	530.22	706.96	35x40
4	113.4	22.5	4.80	140.7	584.07	33.84	113.93	698	930.66	35x40
3	113.4	22.5	4.80	140.7	724.77	33.84	137.62	862.39	1149.85	40x45
2	113.4	22.5	4.80	140.7	865.47	33.84	157.92	1023.39	1364.52	40x45
1	113.4	22.5	4.80	140.7	1006.17	33.84	174.84	1181.01	1574.68	45x50
RD C	113.4	22.5	6,38	142.28	1148.45	56.4	206.76	1355.21	1806.94	45x50
S/S OL	113.4	22.5	5,58	141.48	1289.93	56.4	237.33	1527.26	2036.35	45x50

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme 21 Mai à Boumardés, il est recommandes de concevoir des poteaux fort est des poutres faible afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique)

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux a fin de :

- Respecter les recommandations des experts
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton

Note :

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.7. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA
 [Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

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

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

• Les sections choisies sont :

- Pour le : S/ SOL, RDC et 1^{er} étage : **(45x50) cm²**
- Pour le : 2^{eme} 3^{eme} étage : **(40x45) cm²**
- Pour le : 4^{eme}, et 5^{eme} étage : **(35 x40) cm²**
- Pour le : 6eme, et 7eme étage **(30x 35) cm²**

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 30	Condition vérifiée
	Min (b, h)= 30 ≥ he /20	he /20=306/20 = 15,3	Condition vérifiée
	1/4=0.25 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0 ,85	Condition vérifiée
40x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h)= 35 ≥ he /20	he /20=306 /20 = 15,3	Condition vérifiée
	1/4=0.25 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0, 875	Condition vérifiée
40x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h)=40 ≥ he /20	he /20=306/20 = 15,3	Condition vérifiée
	1/4=0.25 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.88	Condition vérifiée
45x50	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) = 45	Condition vérifiée
	Min (b, h)=45 ≥ he /20	he /20=357 /20 = 17.85	Condition vérifiée
	1/4=0.25 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0 ,9	Condition vérifiée

Conclusion : Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du **RPA**.

II.8.Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

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

1. 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.

Il faut vérifier l’élancement des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL91, B.8.3)}$$

λ : l’élancement des poteaux.

l_f : Longueur de flambement d’un poteau ($l_f = 0.7 l_0$) (Art. B.8.3.3.1, BAEL 91)

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

l_0 : Longueur libre de poteau

I : Moment d’inertie du poteau : $I = bh^3/12$

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

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

2. Vérification du flambement pour tous les poteaux :

Niveau	poteau	Diamètre (cm)	I _{min} (cm ⁴)	Section(S) (cm ²)	i _{min} (cm ⁴)	L _o (cm)	λ	$\lambda \leq 50$
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	Rectangulaire	30x35	107187.5	1050	10.103	306	24.73	CV
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	Rectangulaire	35x40	186666.666	1400	11.547	306	21.20	CV
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Rectangulaire	40x45	303750	1800	12.99	306	18.55	CV
1 ^{er} étage	Rectangulaire	45x50	468750	2250	14.433	306	16.48	CV
RDC	Rectangulaire	45x50	468750	2250	14.433	408	21.98	CV
S/SOL	Rectangulaire	45x50	468750	2250	14.433	357	19.23	CV

Tableau II.8 : vérification du flambement pour tous les poteaux.

Conclusion :

A ce niveau on a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

	Les dimensions	
Plancher à corps creux	24cm (20+4)	
Dalles pleines	15 cm	
Poutres principales	(25x40) cm ²	
Poutres secondaires	(25x40) cm ²	
Poutres palières	(25x35) cm ²	
Poutres de chaînage	(25x40) cm ²	
Poteaux	S-SOL, RDC et 1 ^{er} étages	(45x50) cm ²
	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	(40x45) cm ²
	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages	(35x40) cm ²
	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	(30x35) cm ²
Voile	Epaisseur : 25cm	

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

INTRODUCTION :

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré-dimensionnement des

éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments du bâtiment qui ne participe pas au contreventement. Ils peuvent être isolés et calculé séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent le calcul se fera conformément aux règles :

BAEL91 modifié 99 et ces éléments sont :

- Les planchers.
- L'acrotère.
- Porte-à-faux.
- La salle machine.
- Les escaliers.

III.A.L acrotère :

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

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilable à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge d'exploitation horizontale ($Q=1\text{KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de (1m) de largeur.

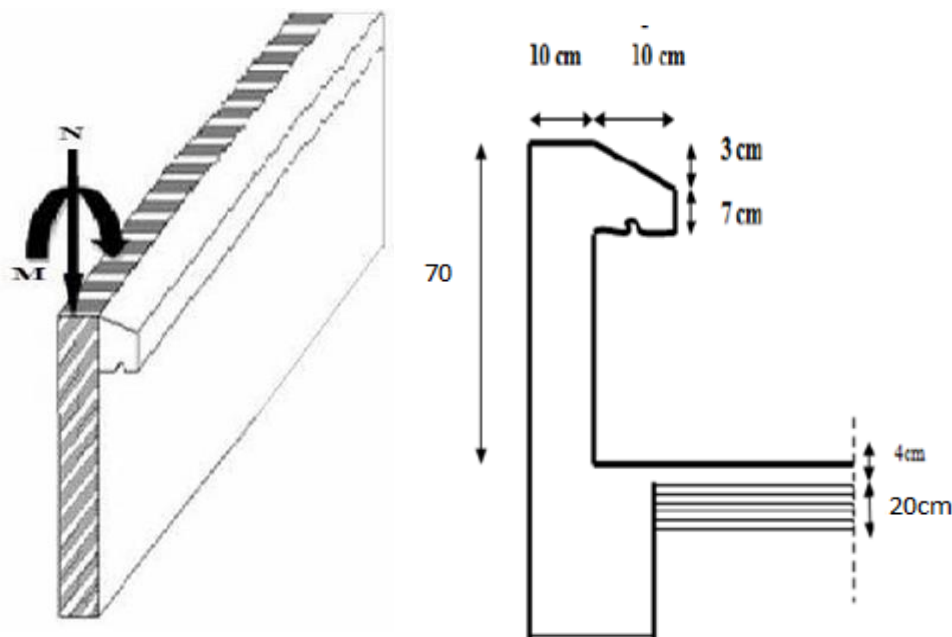


Figure 1 : Coupe verticale de l'acrotère.

A.1. Détermination des sollicitations :

- **Le chargement :**

✓ La charge permanente de l’acrotère est déterminée comme suit :

$$G = \rho \cdot S$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l’acrotère.

$$G = 25 [0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2}] = 1.962 \text{ KN/ml}$$

✓ Surcharge d’exploitation horizontale :

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

- **Calcul des sollicitations :**

✓ Effort tranchant T :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

✓ Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.962 \text{ KN}$$

✓ Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \cdot H = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.ml}$$

- **Diagramme des efforts :**

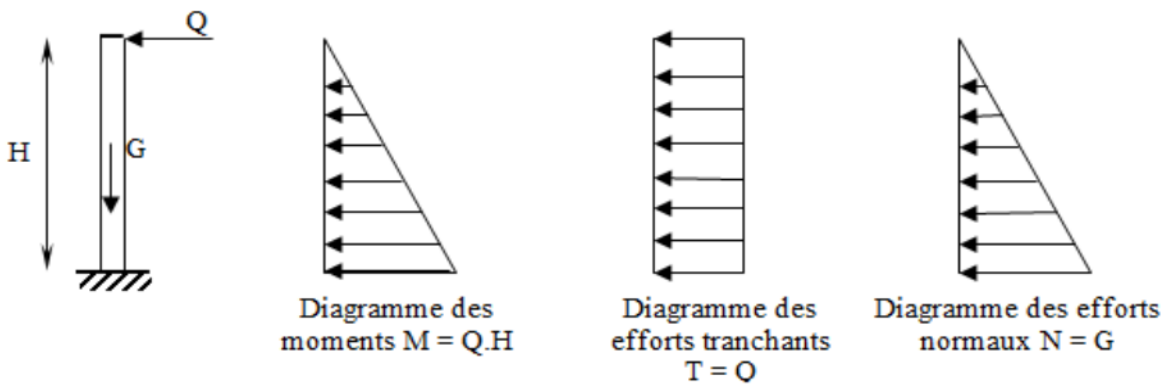


Figure 2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

A.2. Combinaisons de charges :

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

- **Effort normal :**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.962 = 2.649 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.ml}$$

- Effort tranchant :

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

ELS : La combinaison de charge est : $G + Q$

- Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.962 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

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

A.3.Ferraillage :

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml), en considérant une section rectangulaire, soumise à un effort normal «N» et un moment de renversement «M».

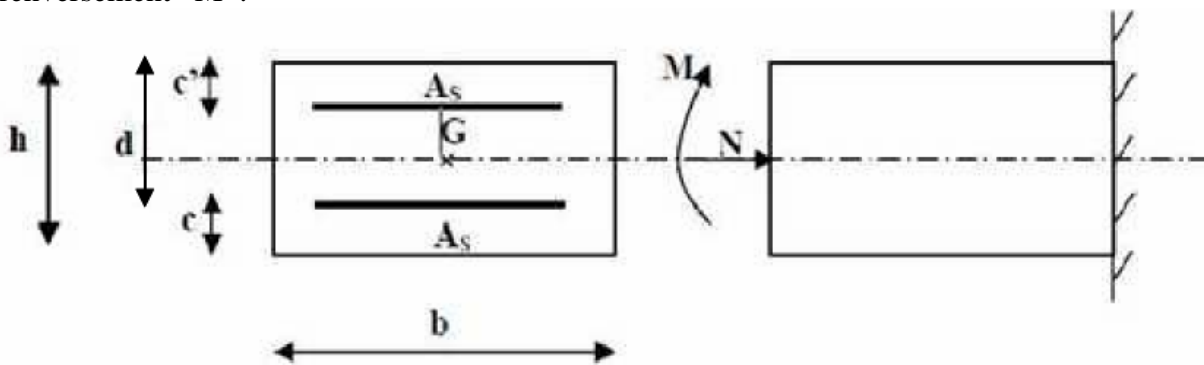


Figure 3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Épaisseur de la section : **10 cm.**

b : largeur de la section : **100 cm.**

c et c' : Enrobage : **2 cm.**

d: Hauteur ultime $d = h - c = 8 \text{ cm}$

- Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.649} = 0.396 \text{ m} = 39.6 \text{ cm}$$

Verifikation :

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

D'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc **la section est partiellement comprimée**, On calcule les armatures en flexion simple, sous l'effort d'un moment fictif «Mf » on trouve une section d'armatures fictive puis on en déduit la section d'armatures réelle.

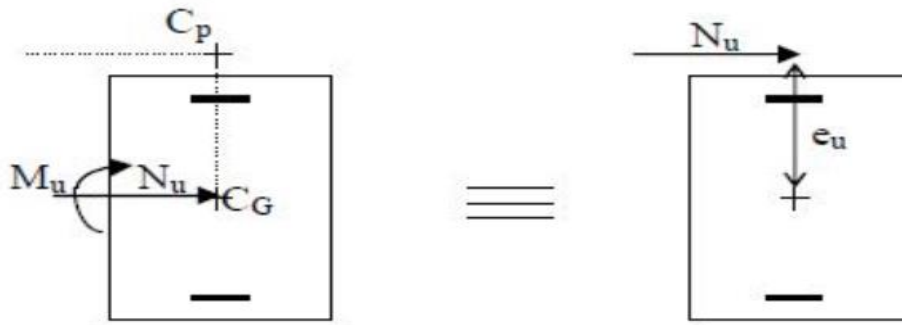


Figure 4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

A.3.1 Calcul des armatures à L'ELU :

- Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_{fu} = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 39.6 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = \mathbf{0.426 \text{ m}}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot g = 0.426 \times 2.649 = \mathbf{1.128 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{1.128 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = \mathbf{0.012}$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

Remarque : La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

✓ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$A_f = \frac{1.128 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = \mathbf{0.41 \text{ cm}^2}$$

✓ **La section des armatures réelles : (en flexion composée)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.41 - \frac{2.649 \times 10}{348} = \mathbf{0.33 \text{ cm}^2}$$

A.3.2. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91 modifié 99) :**

$$A_u \geq A_{min}$$

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

✓ **Armatures principale :**

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

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.962} = \mathbf{0.35m}$$

$$D'où : A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_u = \mathbf{0.33 \text{ cm}^2} < A_{min} = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

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

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

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{N_s}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = \mathbf{0.50 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

Avec : un espacement : $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

- **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) :**

(A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ K}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

- **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres**
(Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99):

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

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

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

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

n : nombre de barres.

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement,

$$\psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

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

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

- **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (A.6.1, 23...BAEL91 / modifiée 99) :**

Pour avoir un bon enracinement droit, il faut mettre en œuvre un enracinement qui est défini par sa longueur de scellement droit (LS) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

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

A.3.3. Vérifications à L'ELS :

Dans le béton : L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

- **La contrainte dans les aciers** $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- **La contrainte dans le béton** $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

- **la contrainte dans acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec : $M_s = 0.7 \text{ KN.m}$

$A_u = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.929 \times 8 \times 2.01} = 40.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.89} \times 40.86 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

- Ferrailage adopté :

- ❖ Armatures principales : 4HA8 = 2.01 cm² avec : S_t = 20 cm
- ❖ Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01 cm² avec : S_t = 20 cm

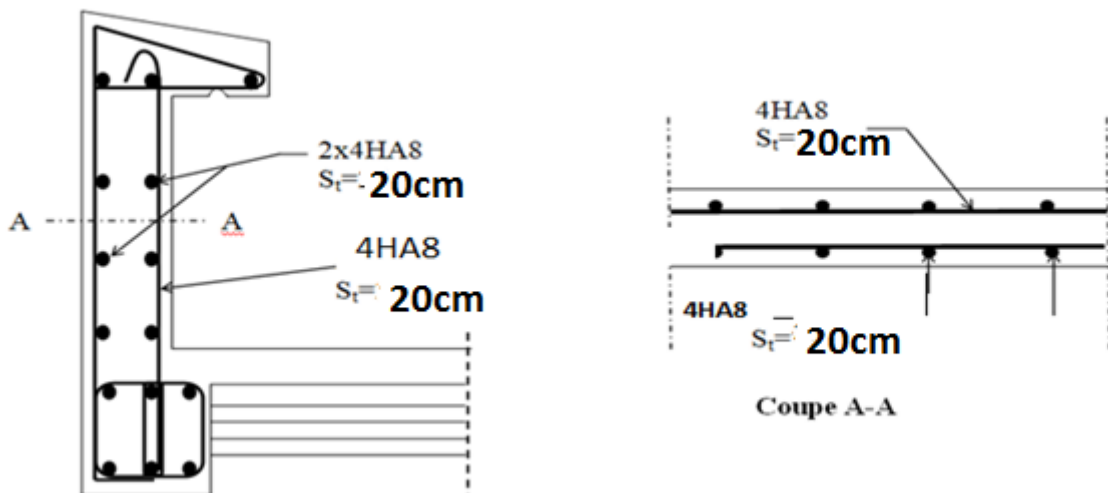


Figure 5 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère

III.B. Les planchers :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (20+4) cm. Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de **65 cm**.
- Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est **20 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **04 cm** d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
 - ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - ✓ Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée

notamment celles correspondant aux charges.

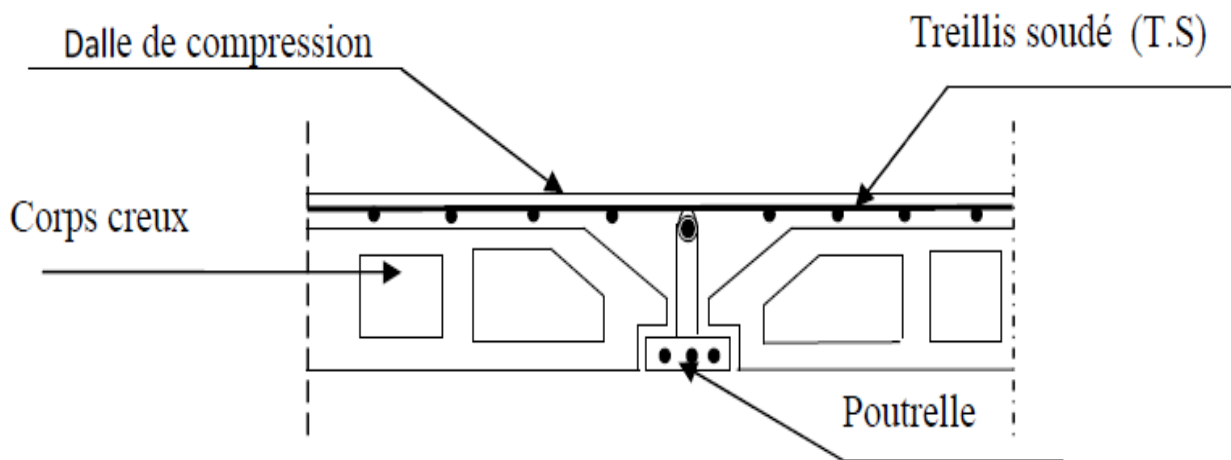


Figure 1 : Coupe verticale sur un plancher en corps.

B.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de **4cm d'épaisseur** armée d'un quadrillage de treillis soude de nuance **TLE 520**, avec une limite d'élasticité **fe = 520 MPa**, dont les dimensions des mailles, ne doivent pas dépasser les valeurs données par le **(BAEL 91)**.

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

• **Calcul des armatures :**

✓ **Armatures perpendiculaires aux nervures : BAEL91art. B.6.8, 423**

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles (l=65cm) **(50 cm ≤ L ≤ 80 cm)**.

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa

Soit : **A_⊥ = 5 Φ 5 = 0.98 cm²** Avec un espacement : **St = 20 cm**

✓ **Armatures parallèle aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A^+}{2}$$

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

Soit : $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98\text{cm}^2$ Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\phi 5$ et de mailles (200 x 200) mm².

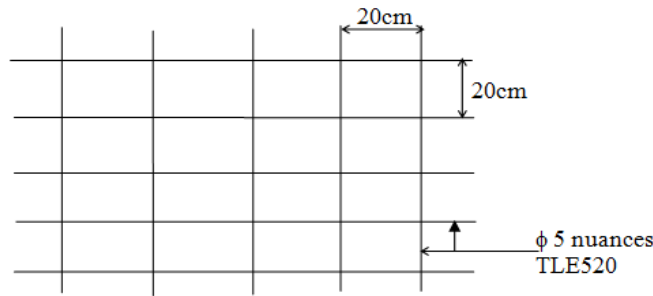


Figure 2 : Treillis soudé de (20x20) cm².

B.2. Etude de la poutrelle :

• **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

✓ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

✓ **Critère de la continuité :**

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

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

• **Dimensionnement des poutrelles : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)**

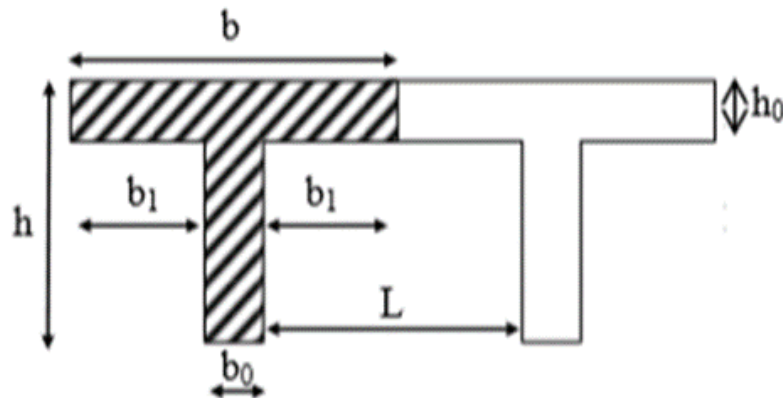


Figure 3 : Schéma de la section en T

Les règles **BAEL** précisent que la largeur de la table de compression (b_1) est à prendre en compte dans chaque cote d'une nervure partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes : $b_1 = \min \left(\frac{L_1}{10} ; \frac{L}{2} ; 8h_0 \right)$

h = hauteur de la section (**h = 20+4 cm**)

h₀ = épaisseur de la dalle de compression (**h₀ = 4cm**)

b₀ = largeur de la nervure (**b₀=12cm**)

L₀ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L₀=65-12=53cm (**L₀=53cm**)

L : longueur de la plus grande travée (**L= 500m**)

b₁ : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 = \min \left(\frac{500}{10} ; \frac{53}{2} ; 8 \times 4 \right)$$

$$b_1 = \text{Min} (50 ; 26.5 ; 32) = 26.5 \text{cm} \quad (\mathbf{b_1 = 26.5cm})$$

b : Largeur de la table de compression avec :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{cm} \quad (\mathbf{b = 65cm})$$

- **Calcul de la poutrelle :**

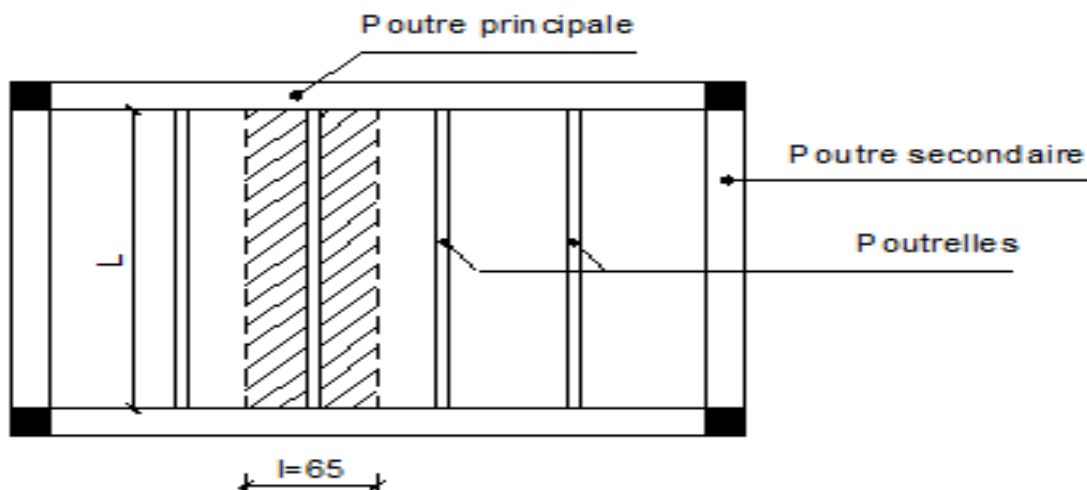


Figure 4 : Vue en plan de plancher à corps creux

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

- **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension **(12x4) cm²**, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'ouvre.

✓ **Les charges et surcharges :**

- **Poids propre de la poutrelle :**

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

- **Poids propre du corps creux :**

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

Poids total:

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

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

✓ Calcul des efforts à l'ELU :

✓ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12+0.62) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

Avec **L** : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

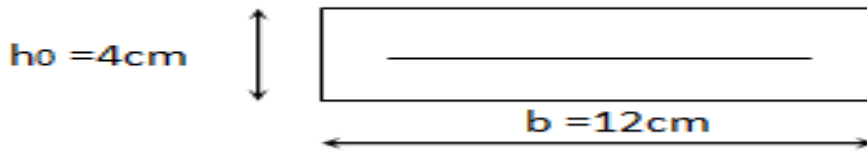


Figure 5 : schéma statique de la poutrelle.

✓ Le moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (5)^2}{8} = 7.81 \text{ kN.m}$$

✓ L'effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5}{2} = 6.25 \text{ kN}$$

✓ Calcul d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : **b** = 12cm.

h = 4cm

d = h-c = 4-2 = **2 cm**. (d : hauteur utile et c : l'enrobage c = 2cm).

$$\mu = \frac{7.81 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14.2} = 11.45$$

$\mu = 11.45 > \mu_l = 0.392$ → la section est doublement armée (SDA).

Remarque : Sachant que la dimension des poutrelles est de 12x4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression ($A_{sc}=0$) ne soit pas nécessaire.

• **2ème étapes : Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul est conduit on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en «Te» encastrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre .Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.

✓ **Dimensionnement de la poutrelle :**

• **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

Planchers	G (KN/m)	Q (KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	$6.65 \times 0.65 = 4.322$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant usage habitation	$5.6 \times 0.65 = 3.64$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher étage RDC usage commercial	$5.6 \times 0.65 = 3.64$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

• **Combinaisons de charges :**

Planchers	ELU : $1,35G+1,5Q$	ELS : $G+Q$
Plancher terrasse inaccessible	6.809	4.972
Plancher étage courant usage habitation	6.376	4.615
Plancher étage RDC usage commercial	7.351	5.265

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher RDC usage commercial.

$q_u = 7.351 \text{KN/ml}$

$q_s = 5.265 \text{KN/ml}$

B.3. Choix de la méthode de calcul :

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

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.
- La méthode de Caquot.
-

Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (**voir Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99**). Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$.
- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓ Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- ✓ Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

• **Vérifications :**

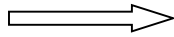
✓ **Plancher d'étage de service :**

Conditions applications (**Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99**):

On a: $\begin{cases} Q = 2.5 \text{ KN/m} \\ 2G = 2 \times 3.64 = 7.28 \text{ KN/m} \end{cases}$

$Q \leq \min \{7.28 ; 5\text{KN/ml}\}$

$Q=2.5 \text{ KN/ml} < 5\text{KN/ml}$



condition vérifiée.

- La fissuration est non préjudiciable. **condition vérifiée.**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. **condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{340}{450} = 0.75$$

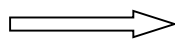
$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{450}{340} = 1.32$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{340}{500} = 0.68$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{500}{450} = 1.11$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{450}{340} = 1.32$$

$0.8 \leq 1.32 \leq 1.25$



Condition non vérifiée.

Donc dans notre cas **la méthode forfaitaire n'est pas applicable**, le calcul se fera par :

La méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système

de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».
 -Chaque travée est étudiée indépendamment.

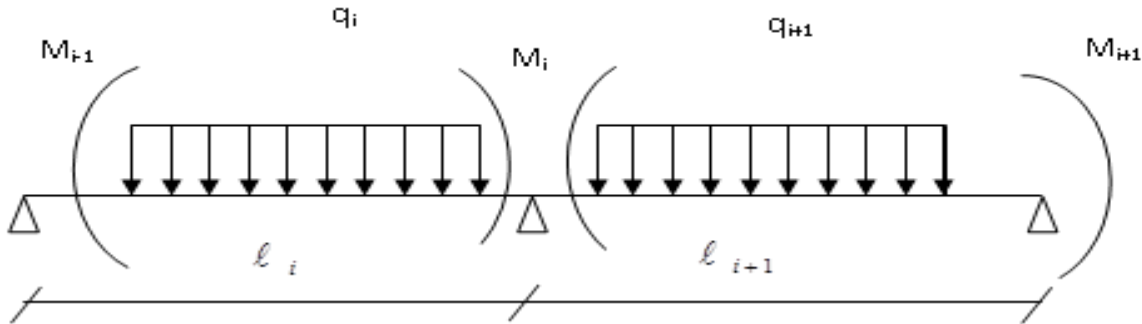


Figure 6 : Diagramme des moments

L’expression des trois moments est donnée par les équations suivantes :

- **Moments aux appuis :**

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

- **Moments en travée :**

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

Tel que : $\mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (1-x)$

Avec :

- $\mu(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.
- “ M_{i-1} ”, “ M_i ” et “ M_{i+1} ” : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux appuis « $i-1$ », « i » et « $i+1$ ».
- l_i : Portée de la travée à gauche de l’appui “ i ”.
- l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l’appui “ i ”.
- q_i : Charge répartie à gauche de l’appui “ i ”.
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l’appui “ i ”.

aux

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

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

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

Remarque : La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.
- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

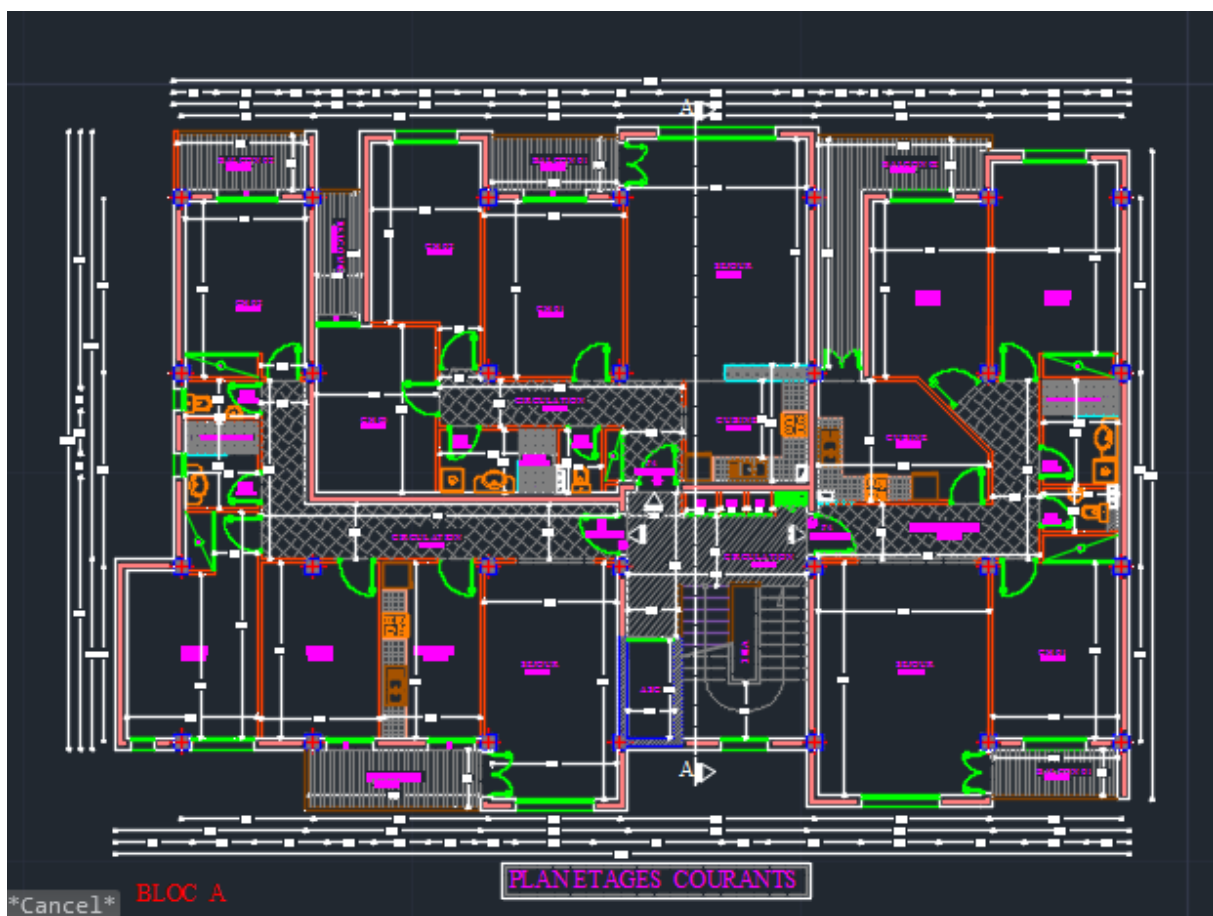


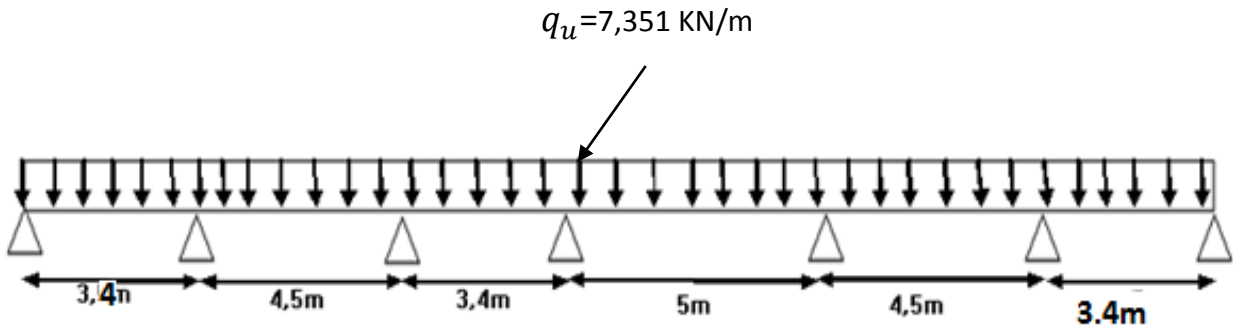
Figure 7 : Différents cas de poutrelles à étudier

Dans notre cas nous avons à calculer trois types de poutrelles :

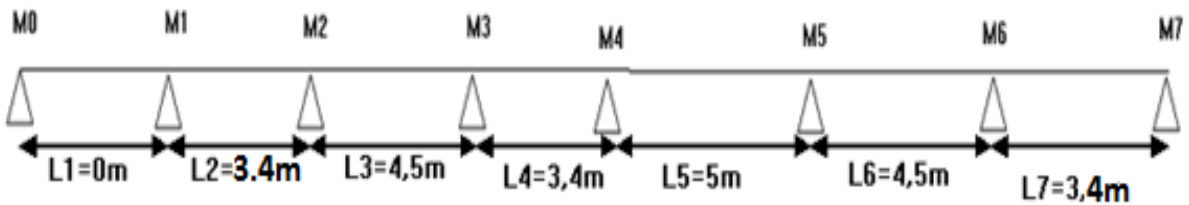
1. Poutrelles à 6 travées et à 7 appuis
2. Poutrelles à 3 travées à 4 appuis
3. Poutrelles à 2 travées 3 appuis

❖ Calcul à l'ELU :

- Poutrelles à six travées à 7 appuis :



- Calcul des moments sur appuis :



Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	$M_{i-1} \times l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -q_i \times l_i + q_{i+1} \times l_{i+1} / 4$	M (KN.m)
1	0	3.4	7.351	$6.8M_1 + 3.4M_2 = -72.23$	$M_1 = -4.91$
2	3.4	4.5	7.351	$3.4M_1 + 15.8M_2 + 4.5M_3 = -239.70$	$M_2 = -11.42$
3	4.5	3.4	7.351	$4.5M_2 + 15.8M_3 + 3.4M_4 = -239.70$	$M_3 = -9.47$
4	3.4	5	7.351	$3.4M_3 + 16.8M_4 + 5M_5 = -301.95$	$M_4 = -11.39$
5	5	4.5	7.351	$5M_4 + 19M_5 + 4.5M_6 = -397.18$	$M_5 = -15.67$
6	4.5	3.4	7.351	$4.5M_5 + 15.8M_6 + 3.4M_7 = -239.70$	$M_6 = -9.44$
7	3.4	0	7.351	$3.4M_6 + 6.8M_7 = -72.23$	$M_7 = -5.90$

Tableau 1 : Moment aux appuis

• **Calcul des moments en travée :**

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

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \quad \text{Tel que :} \quad \mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$$

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

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$$

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{i+1} - M _i (KN.m)	qu (KN/ml)	qu. Li (KN)	X (m)	μ _(x)	M ^{max} (KN.m)
1-2	3.4	1.7	-4.91	-11.42	-6.51	7.351	24.99	1.44	10.37	2.70
2-3	4.5	2.25	-11.42	-9.47	1.95	7.351	33.08	2.31	18.59	8.17
3-4	3.4	1.7	-9.47	-11.39	-1.92	7.351	24.99	1.62	10.60	0.22
4-5	5	2.5	-11.39	-15.67	-4.28	7.351	36.76	2.38	22.92	9.49
5-6	4.5	2.25	-15.67	-9.44	6.23	7.351	33.08	2.44	18.47	6.18
6-7	3.4	1.7	-9.44	-5.90	3.54	7.351	24.99	1.84	10.55	3.03

Tableau 2 : Calcul des moments en travées.

Remarque :

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

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

-**Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura donc :

	M _i appuis (KN.m)	M _{i+1} appuis (KN.m)	M _{max} travées (KN.m)
1	- 3.27	-7.61	3.6
2	-7.61	-6.31	10.89
3	-6.31	-7.59	0.29
4	-7.59	-10.45	12.65
5	-10.45	-6.29	8.24
6	-6.29	-3.93	4.04
7	-3.93	0	_____

Tableau 3 : Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

• Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $T(x) = \frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$
 Les moments serrant près en }
 Au niveau d'un appui « i+1 », $T(x) = -\frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$ valeur absolue

N° Travée	Li	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	qu (KN/ml)	$\frac{q}{2} \cdot L_i$	$(M_{i+1})-M_i/L_i$	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
1-2	3.4	- 3.27	-7.61	7.351	12.50	-1.28	11.22	-13.78
2-3	4.5	-7.61	-6.31	7.351	16.54	0.29	16.83	-16.25
3-4	3.4	-6.31	-7.59	7.351	12.50	-0.38	12.12	-12.88
4-5	5	-7.59	-10.45	7.351	18.38	-0.58	17.8	-18.96
5-6	4.5	-10.45	-6.29	7.351	16.54	0.92	17.46	-15.62
6-7	3.4	-6.29	-3.93	7.351	12.50	0.69	13.19	-11.81

Tableau 4 : Calcul des efforts tranchants

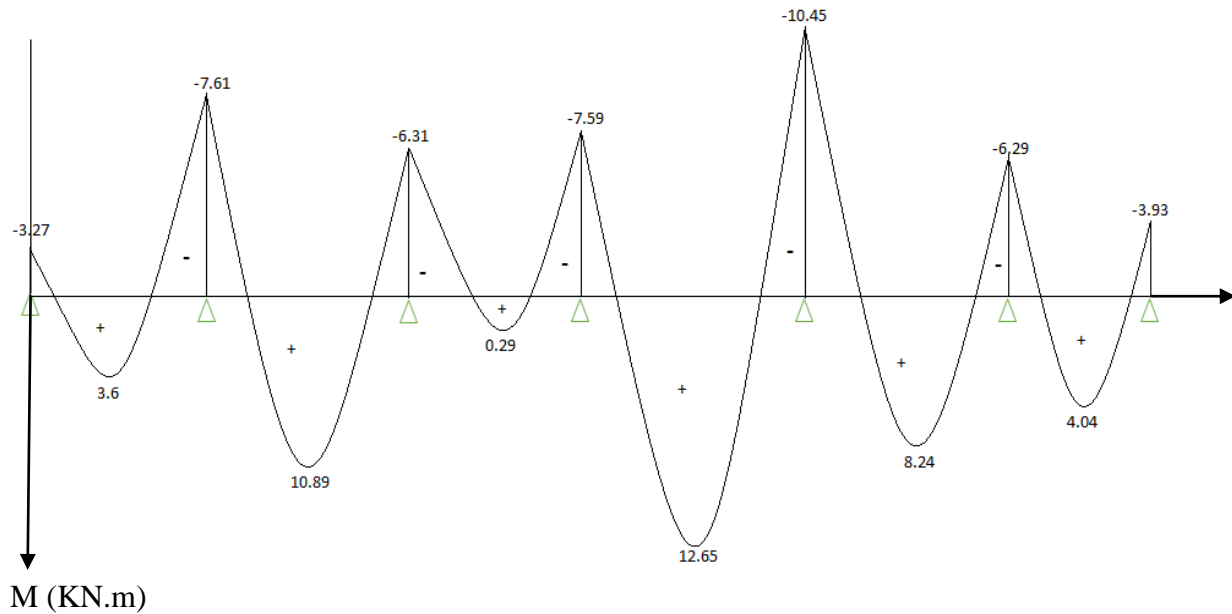


Figure 8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

T(KN)

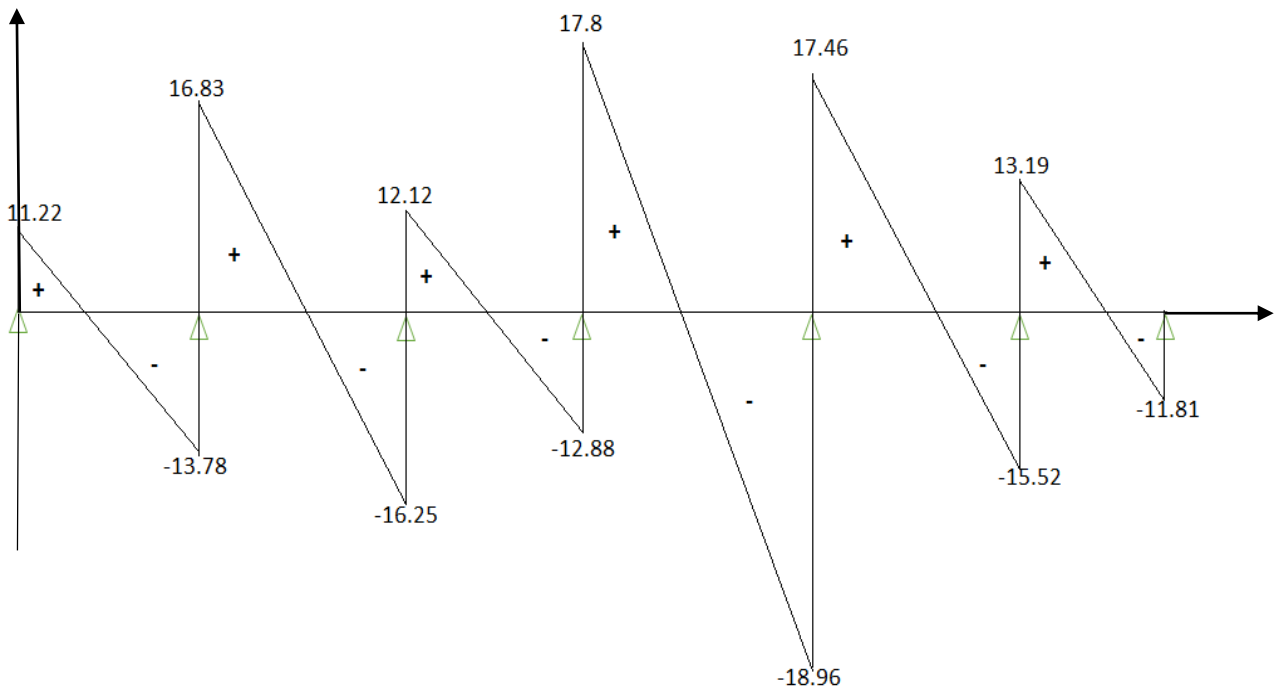
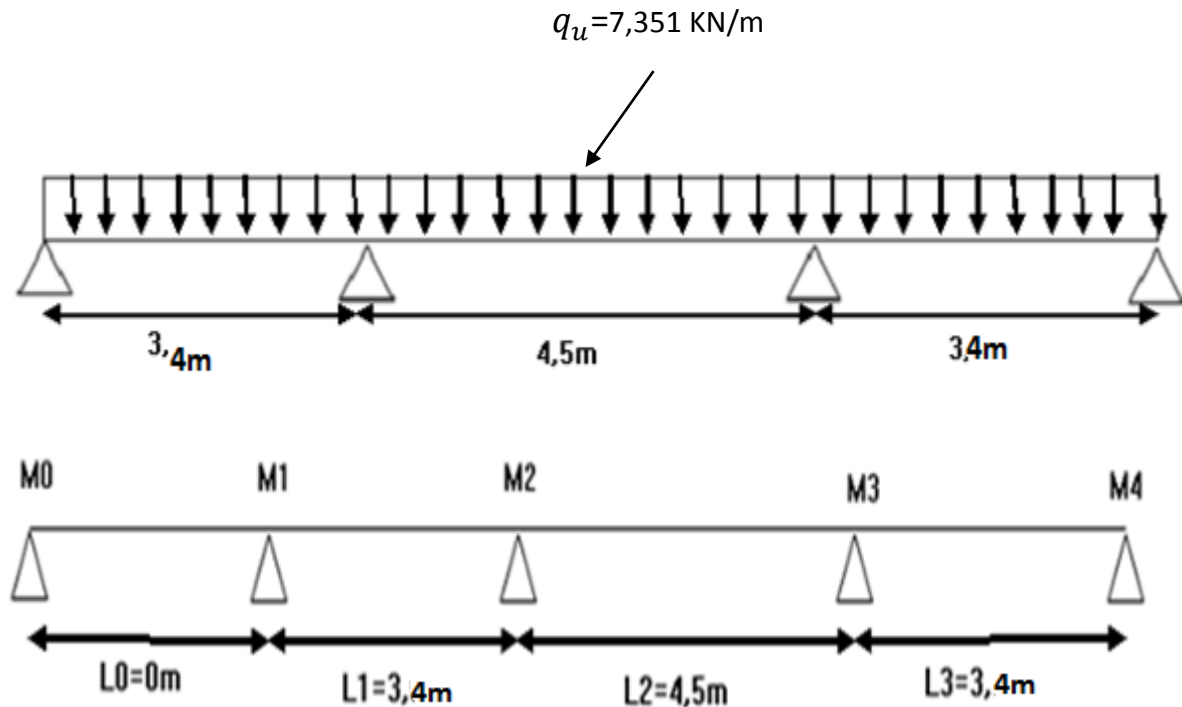


Figure 9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

Poutrelles à 3 travées à 4 appuis



Appuis	Li (m)	Li+1 (m)	qi = qi+1 (KN/ml)	Mi-1x li+2.Mi (li+li+1) +Mi+1x li+1=-qi x li+ qi+1 x li+1 /4	M (KN.m)
1	0	3.4	7.351	6.8M1+3.4M2 = -72.23	M1= -5.15
2	3.4	4.5	7.351	3.4M1+15.8 M2 +4.5 M3 = -239.70	M2= -10.95
3	4.5	3.4	7.351	4.5M2+15.8M3+3.4 M4 = -239.70	M3= -10.95
4	3.4	0	7.351	3.4 M3+6.8 M4 = -72.23	M4= -5.15

Tableau 5 : Moment aux appuis

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mi+1 - Mi (KN.m)	qu (KN/ml)	qu .Li (KN)	X (m)	μ(x)	M ^{max} (KN.m)
1-2	3.4	1.7	-5.15	-10.95	-5.8	7.351	24.99	1.47	10.43	2.77
2-3	4.5	2.25	-10.95	-10.95	0	7.351	33.08	2.25	18.61	7.66
3-4	3.4	1.7	-10.95	-5.15	5.8	7.351	24.99	1.93	10.43	2.77

Tableau 6 : Calcul des moments en travées.

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

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

	Mi appuis (KN.m)	Mi+1 appuis (KN.m)	M ^{max} travées (KN.m)
1	-3.43	-7.3	6.69
2	-7.3	-7.3	10.21
3	-7.3	-3.43	6.69
4	-3.43	0	----- --

N° Travée	Li	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	qu (KN/ml)	$\frac{q}{2} \cdot Li$	$\frac{(Mi+1) - Mi}{Li}$	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
1-2	3.4	-3.43	-7.3	7.351	12.50	-1.14	11.36	-13.64
2-3	4.5	-7.3	-7.3	7.351	16.54	0	16.54	-16.54
3-4	3.4	-7.3	-3.43	7.351	12.50	1.14	13.64	-11.36

Tableau 7 : Calcul des efforts tranchants

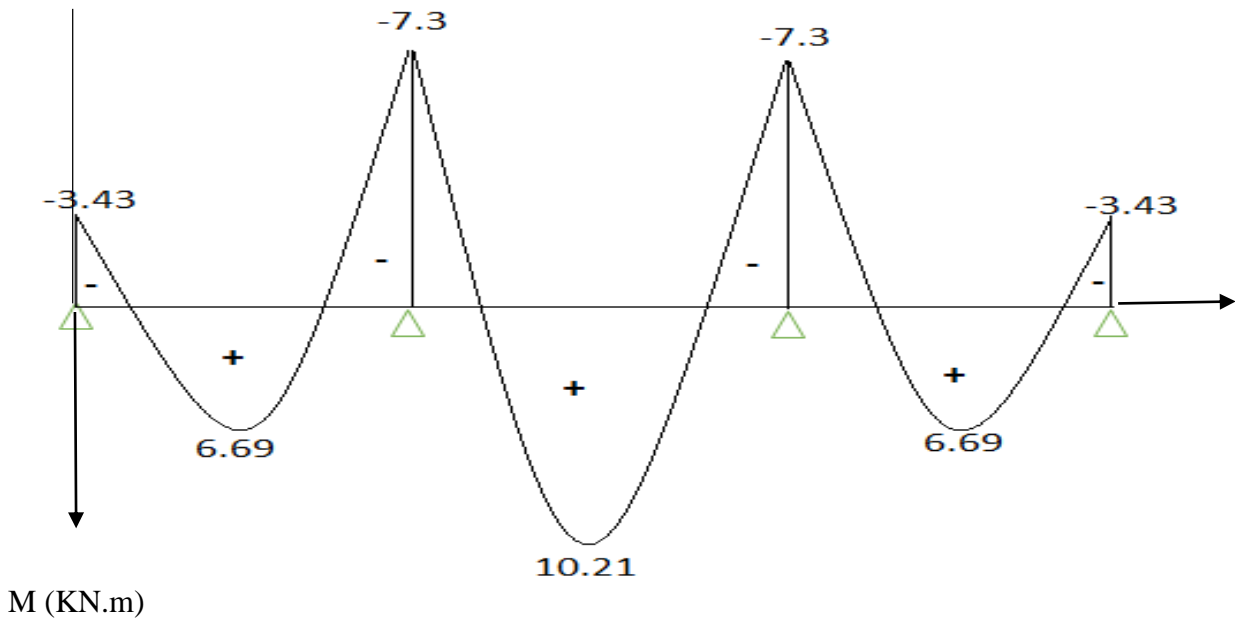


Figure 10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

T(KN)

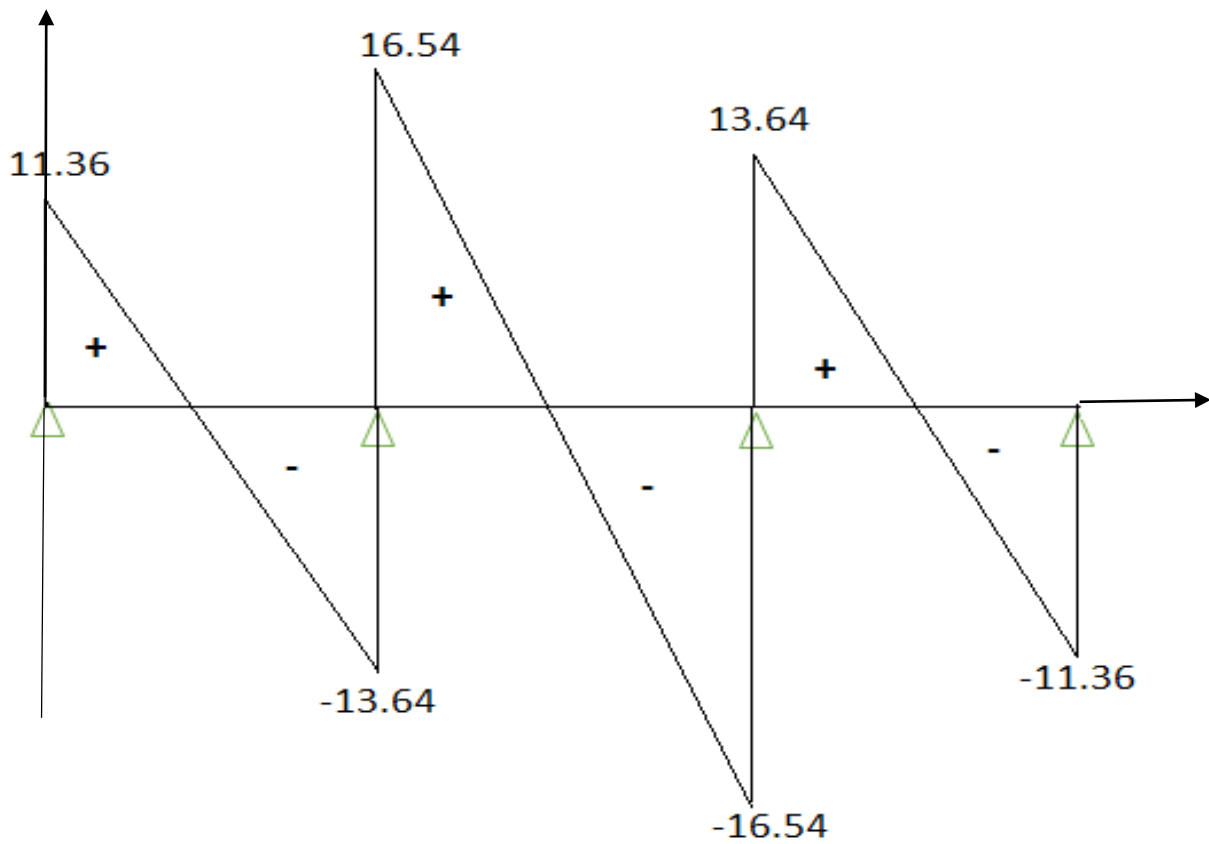
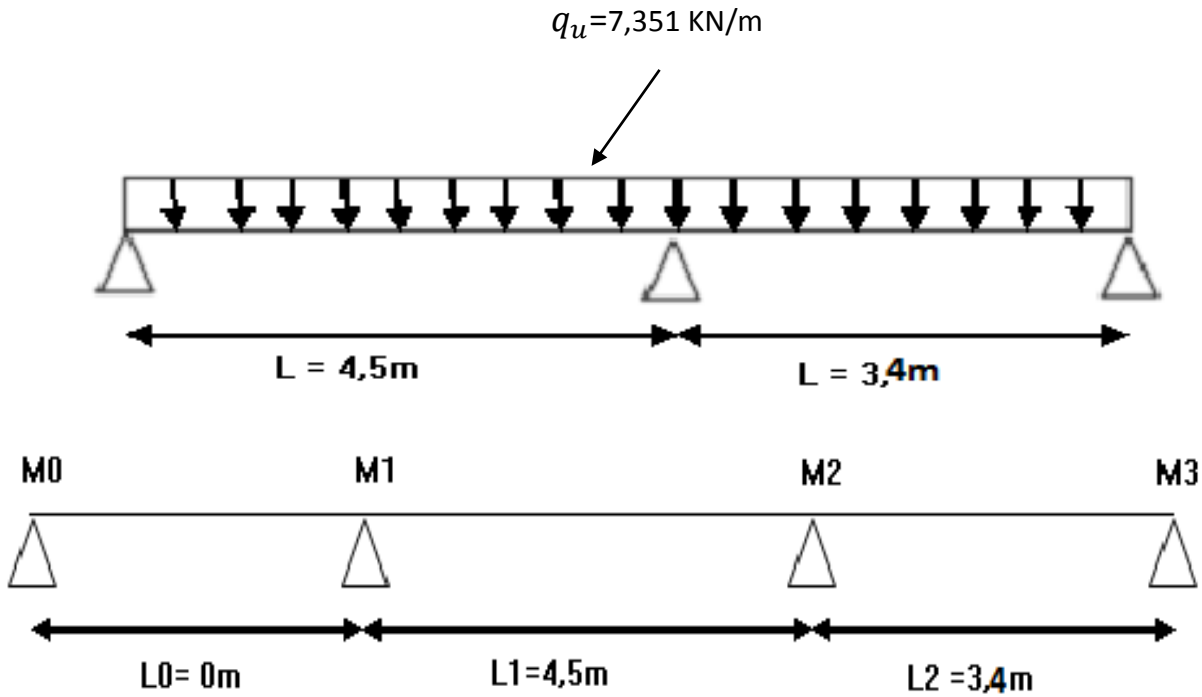


Figure 11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

- Poutrelles à 2 travées 3 appuis :



Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	$M_{i-1} \times l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = -q_i \times l_i + q_{i+1} \times l_{i+1} / 4$	M (KN.m)
1	0	4.5	7.351	$9M_1 + 4.5M_2 = -167.46$	$M_1 = -13.55$
2	4.5	3.4	7.351	$4.5M_1 + 15.8M_2 + 3.4M_3 = -239.70$	$M_2 = -10.11$
3	3.4	0	7.351	$3.4M_2 + 6.8M_3 = -72.23$	$M_3 = -5.56$

Tableau 8 : Moment aux appuis

N° travée	L_i (m)	$L_i/2$ (m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_{i+1} - M_i$ (KN.m)	q_u (KN/ml)	$q_u \cdot L_i$ (KN)	X (m)	$\mu_{(x)}$	M^{\max} (KN.m)
1-2	4.5	2.25	-13.55	-10.11	3.44	7.351	33.08	2.35	18.57	6.82
2-3	3.4	1.7	-10.11	-5.56	4.55	7.351	24.99	1.88	10.50	2.91

Tableau 9 : Calcul des moments en travées.

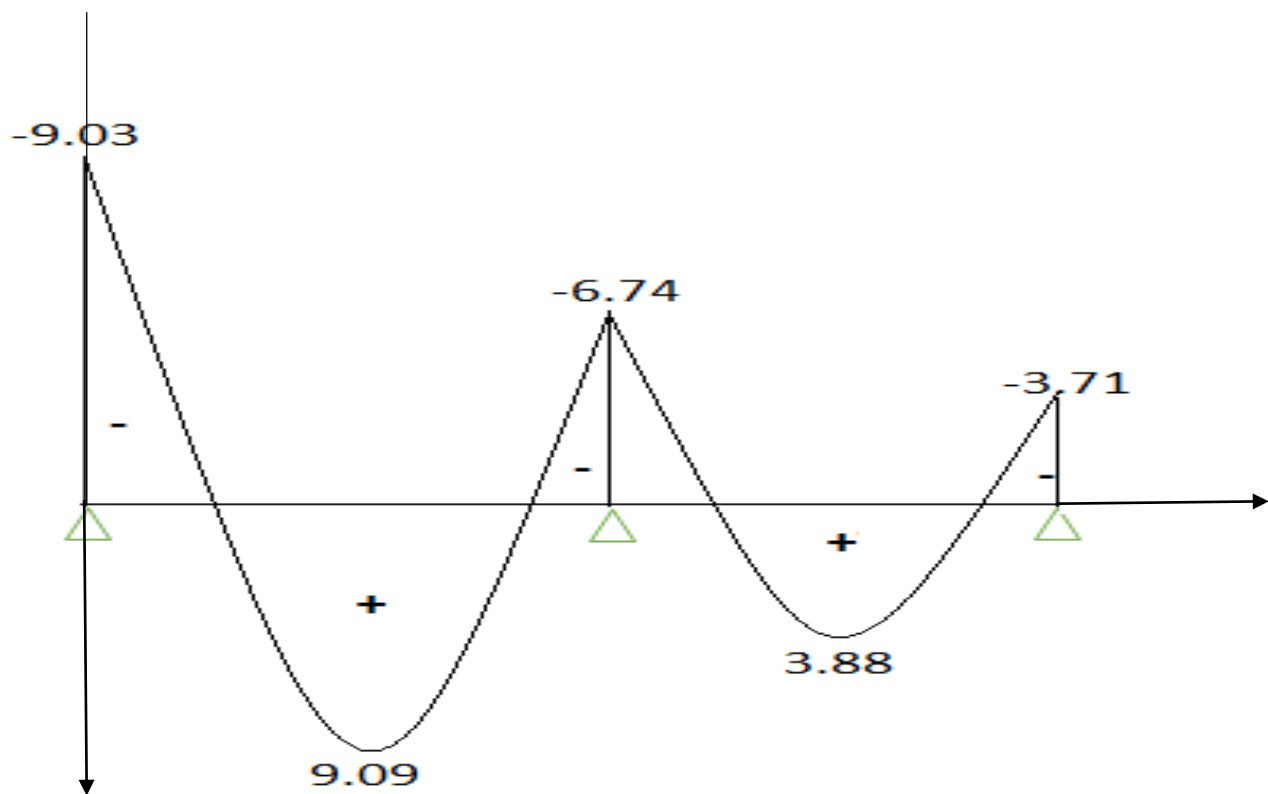
-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

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

	M_i appuis (KN.m)	M_{i+1} appuis (KN.m)	M_{max} travées (KN.m)
1	-9.03	-6.74	9.09
2	-6.74	-3.71	3.88
3	-3.71	0	----- --

N° Travée	L_i	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	q_u (KN/ml)	$\frac{q}{2} \cdot L_i$	$(M_{i+1}) - M_i/L_i$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
1-2	4.5	-9.03	-6.74	7.351	16.54	0.51	17.05	-16.03
2-3	3.4	-6.74	-3.71	7.351	12.50	0.89	13.39	-11.61

Tableau 10 : Calcul des efforts tranchants



M (KN.m)

Figure 12 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

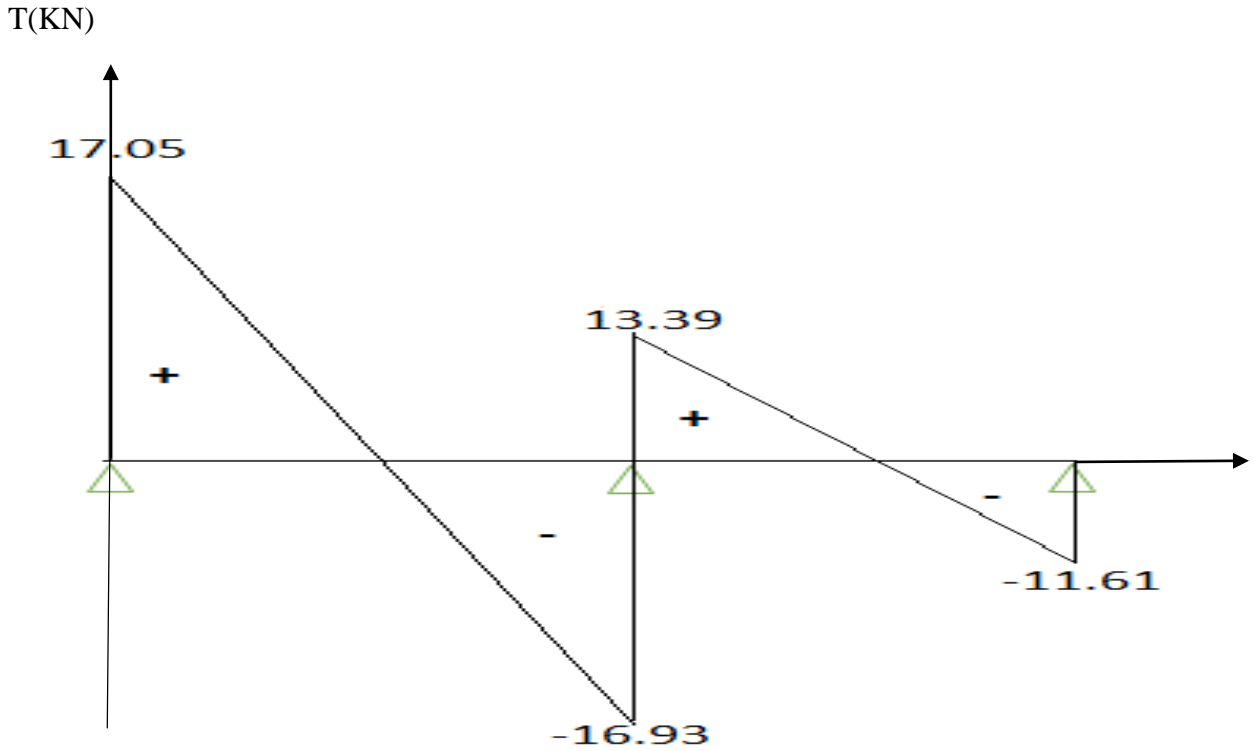
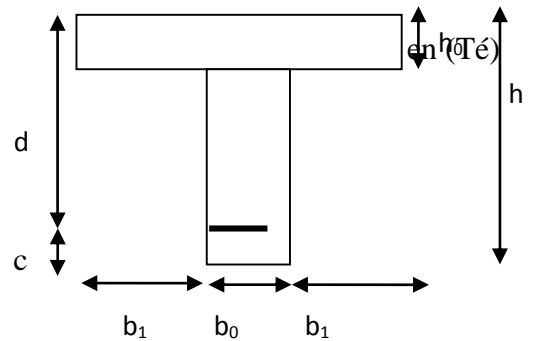


Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

• **Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU. Les poutrelles seront calculées comme une section dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- **b1 = 26.5cm** (La largeur de l'hourdis).
- **b = 65cm** (largeur de la table de compression).
- **b0 = 12cm** (largeur de la nervure).
- **h = 24cm** (hauteur total de plancher).
- **h0 = 4cm** (épaisseur de la table de compression).
- **c = 2cm** (enrobage des armatures inférieures).
- **d = h-c = 22cm** (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

$M_t^{max} = 12.56 \text{ KN.m}$

$M_a^{max} = 10.45 \text{ KN.m}$

$T^{max} = 18.96 \text{ KN}$

• **Armatures longitudinales :**

• **En travée :**

Position de l'axe neutre (A.N) :

-Si : $M_t^{max} > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si : $M_t^{max} < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$

$M_t^{max} = 12.56 \text{ KN.m} < M_0 = 73.84 \text{ KN.m}$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$)= (65x24).

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

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.56}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA (Asc=0)} \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.56 \times 10^3}{0.986 \times 22 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA10= 2.35cm²

• **Aux appuis :**

$M_a^{max} = 10.45 \text{ KN.m}$ (Le moment maximal aux appuis)

-La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x24) cm².

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

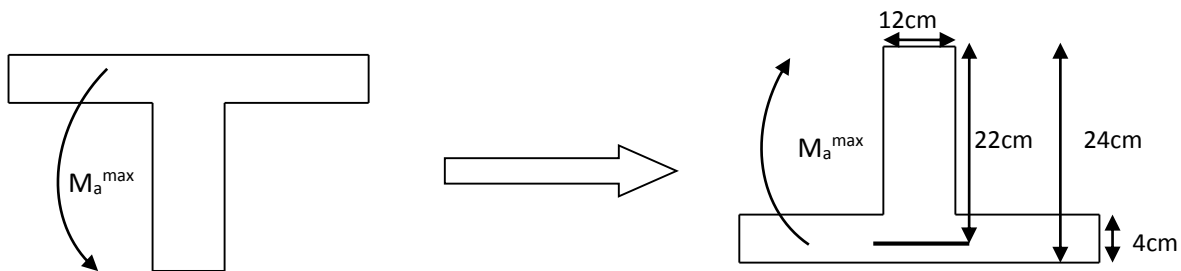


Figure 14 : Les moments aux niveaux des appuis

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.45 \times 10^3}{12 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.126$$

Donc : $\mu=0.126 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu=0.126 \rightarrow \beta=0.932$$

$$A_{sa} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.45 \times 10^3}{0.932 \times 22 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par **(BAEL 91, Art A.7.2.2)** :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

Avec :

- φ_t : Diamètre des armatures transversal.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{240}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \leq \min \{ (6.86; 10 ; 12) \} \Rightarrow \varphi_t = 6.86 \text{ mm}$$

On opte pour 1 étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement entre les cadres :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 22 ; 40 \text{ cm}) = \min (19.8 ; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$$

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

• **Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :**

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st}=2.35 \text{ cm}^2 > 0.32 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.32 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

✓ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec: } V_{u\max} = 18.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.96 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91. Art. A. 5. 2. 1, 211})$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

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

Ψ_s : coefficient de scellement

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence) et : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.96 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 94.2} = 1.02 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ → **Condition vérifiée**

Pas de risque d'entraînement des barres

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 1 = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.96 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 62.8} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

✓ **Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) :**

Longueur de scellement (ls) droit est donnée par :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 35.5 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0.4ls** pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 35.5 = 14.2 \text{ cm}$$

Avec : ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{Avec : } a = 0.9d$$

$$T_{max} = 0.4x \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 220 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$T_{max} = 158.4 \text{ KN}$$

Au niveau des appuis de rive (**BAEL 91 / Art. 5.1, 312**) : **condition vérifiée**

$$T_{max} = 17.05 \leq 158.4 \text{ KN} \rightarrow$$

Au niveau des appuis intermédiaires (**BAEL 91 / Art. 5.1, 321**) : **condition vérifiée.**

$$T_{max} = 18.96 \leq 158.4 \text{ KN} \rightarrow$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieurs :**

(Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que :

$$A \geq \left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Appui de rive :

$$M_{\max} = 9.09 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{\max} = 17.05 \text{ KN}$$

$$A = 0.32 \text{ cm}^2 \geq \left(17.05 - \frac{9.09}{0.9 \times 0.22} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

Appui intermédiaire :

$$M_{\max} = 12.65 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{\max} = 18.96 \text{ KN}$$

$$A = 0.32 \text{ cm}^2 \geq \left(18.96 - \frac{12.65}{0.9 \times 0.22} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires**

(BAEL 91 / Art. A.5.1, 322) :

On doit vérifier que :

$$\frac{2T_{\max} f_{c28}}{f_e 0.9d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 18.96 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 220} = 0.48 \leq \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \rightarrow \text{C.V}$$

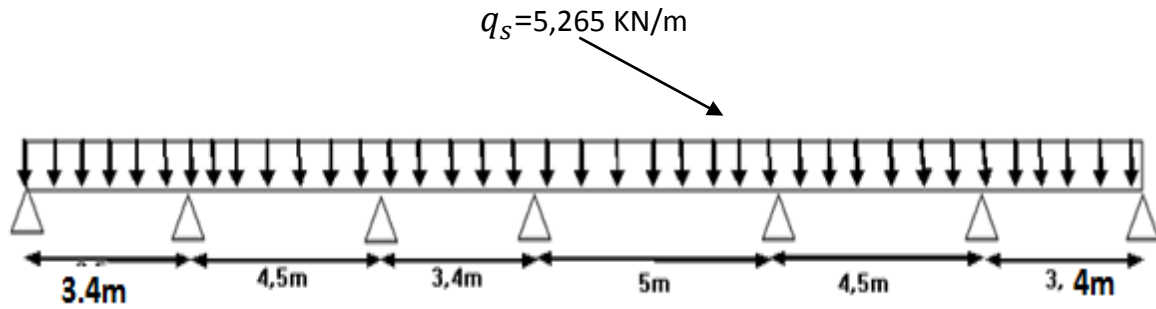
❖ **Calcul à l'ELS :**

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.265}{7.351} = 0.71$$

Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous

- **Poutrelles à 6 travées et à 7 appuis :**



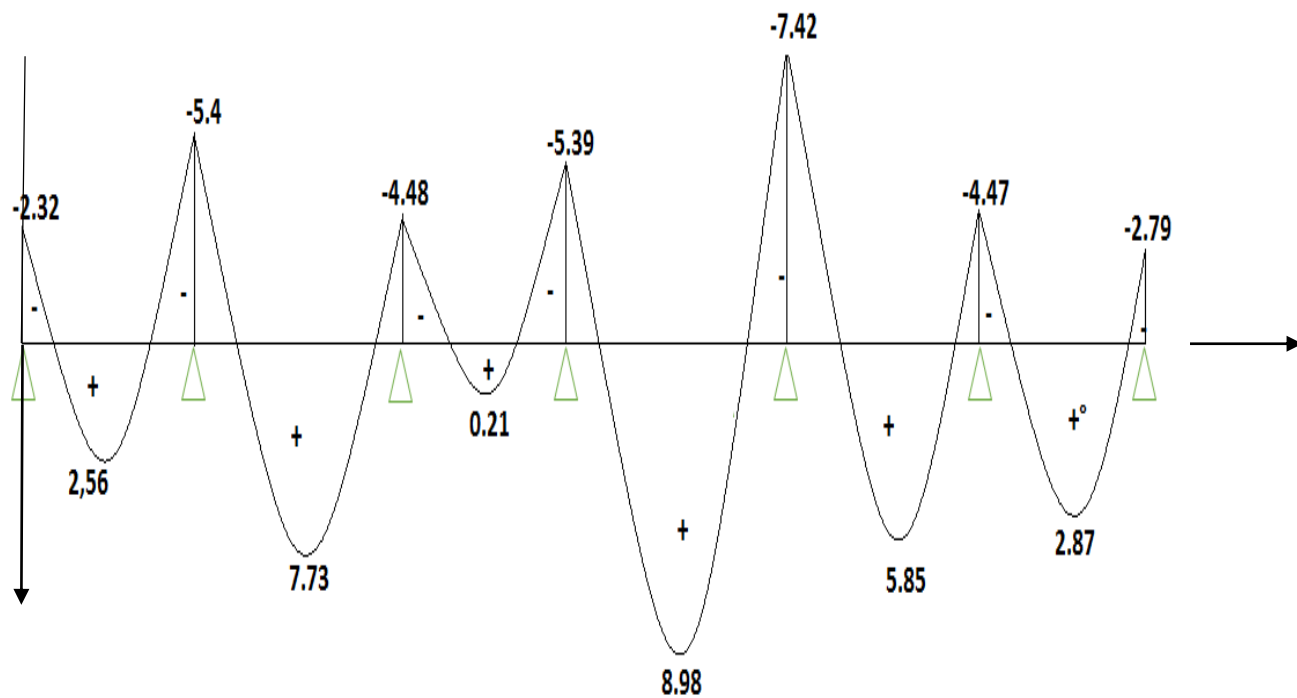
• Calcul des moments sur appuis :

	M_i appuis (KN.m)	M_{i+1} appuis (KN.m)	M_{max} travées (KN.m)
1	$-3.27 \times 0.71 = -2.32$	$-7.61 \times 0.71 = -5.40$	$3.6 \times 0.71 = 2.56$
2	$-7.61 \times 0.71 = -5.40$	$-6.31 \times 0.71 = -4.48$	$10.89 \times 0.71 = 7.73$
3	$-6.31 \times 0.71 = -4.48$	$-7.59 \times 0.71 = -5.39$	$0.29 \times 0.71 = 0.21$
4	$-7.59 \times 0.71 = -5.39$	$-10.45 \times 0.71 = -7.42$	$12.65 \times 0.71 = 8.98$
5	$-10.45 \times 0.71 = -7.42$	$-6.29 \times 0.71 = -4.47$	$8.24 \times 0.71 = 5.85$
6	$-6.29 \times 0.71 = -4.47$	$-3.93 \times 0.71 = -2.79$	$4.04 \times 0.71 = 2.87$
7	$-3.93 \times 0.71 = -2.79$	0	

• Calcul des efforts tranchant :

N° Travée	L_i	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	q_s (KN/ml)	$\frac{q}{2} \cdot L_i$	$(M_{i+1}) - M_i / L_i$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
1-2	3.4	-2.32	-5.40	5.265	8.95	-0.91	8.04	-9.86
2-3	4.5	-5.40	-4.48	5.265	11.85	0.20	12.05	-11.65
3-4	3.4	-4.48	-5.39	5.265	8.95	-0.27	8.68	-9.22
4-5	5	-5.39	-7.42	5.265	13.16	-0.41	12.75	-13.57
5-6	4.5	-7.42	-4.47	5.265	11.85	0.66	12.51	-11.19
6-7	3.4	-4.47	-2.79	5.265	8.95	0.49	9.44	-8.46

Tableau 11 : Calcul des efforts tranchants



M (KN.m)

Figure 15 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

T(KN)

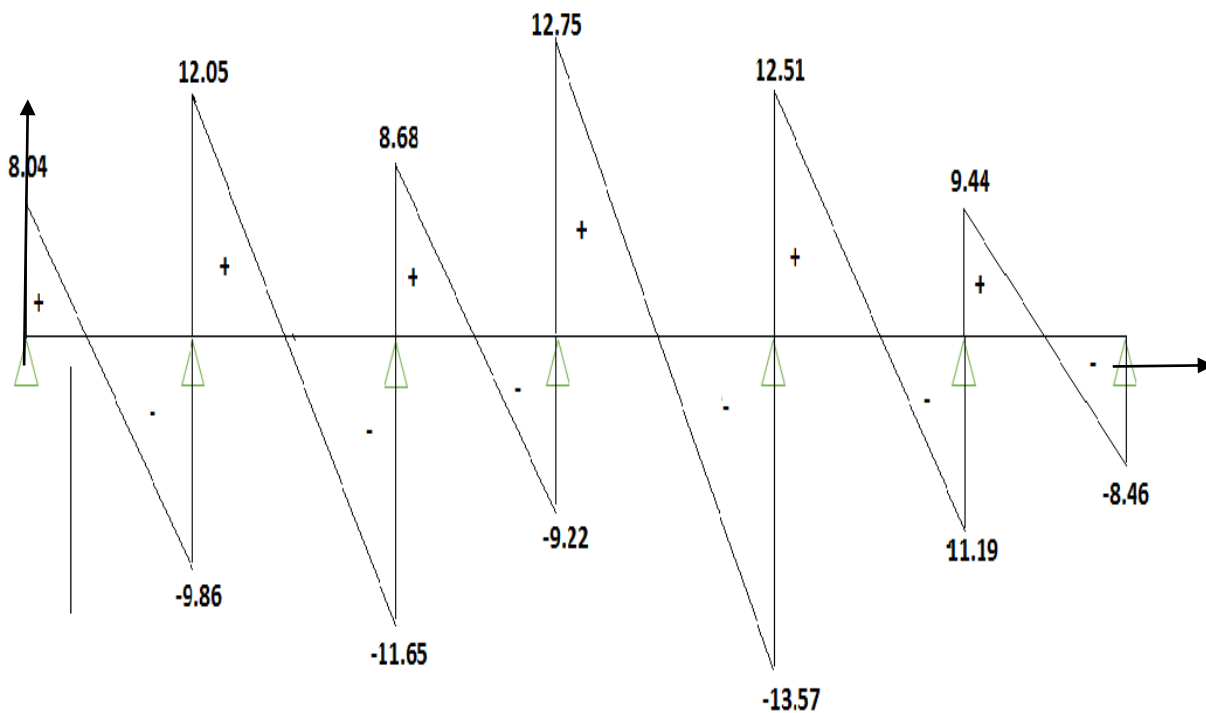
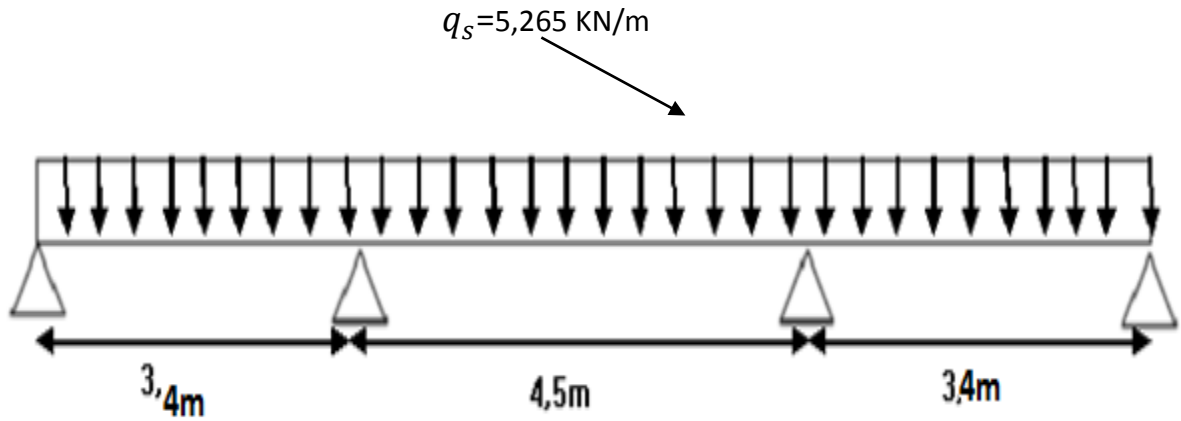


Figure 16 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

- Poutrelles à 3 travées à 4 appuis :



- Calcul des moments sur appuis :

	M_i appuis (KN.m)	M_{i+1} appuis (KN.m)	M_{\max} travées (KN.m)
1	$-3.43 \times 0.71 = -2.44$	$-7.3 \times 0.71 = -5.18$	$6.69 \times 0.71 = 4.75$
2	$-7.3 \times 0.71 = -5.18$	$-7.3 \times 0.71 = -5.18$	$10.21 \times 0.71 = 7.25$
3	$-7.3 \times 0.71 = -5.18$	$-3.43 \times 0.71 = -2.44$	$6.69 \times 0.71 = 4.75$
4	$-3.43 \times 0.71 = -2.44$	0	-----

N° Travée	L_i	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	q_s (KN/ml)	$\frac{q}{2} \cdot L_i$	$(M_{i+1}) - M_i/L_i$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
1-2	3.4	-2.44	-5.18	5.265	8.95	-0.81	8.14	-9.76
2-3	4.5	-5.18	-5.18	5.265	11.85	0	11.85	-11.85
3-4	3.4	-5.18	-2.44	5.265	8.95	0.81	9.76	-8.14

Tableau 12 : Calcul des efforts tranchants

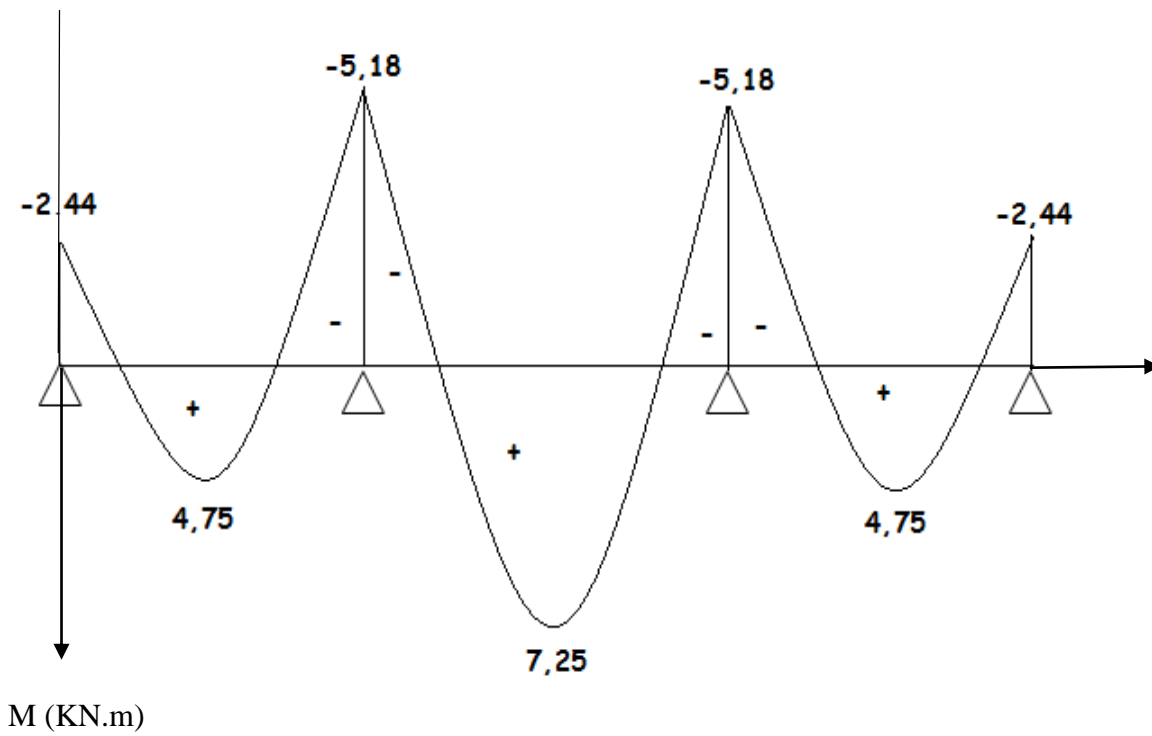


Figure 17 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

T(KN)

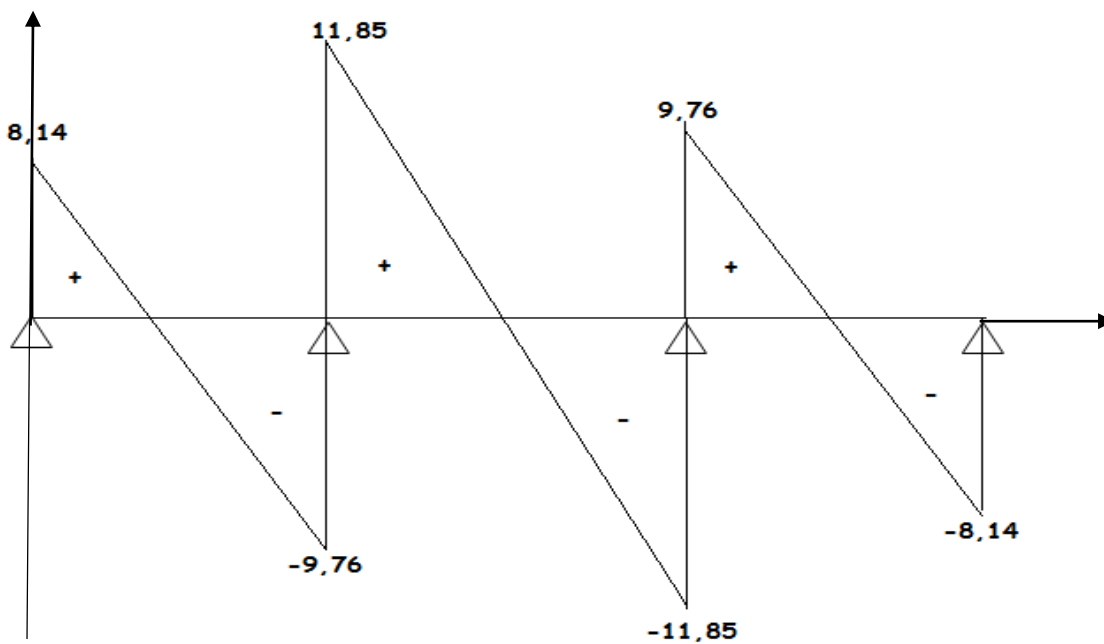
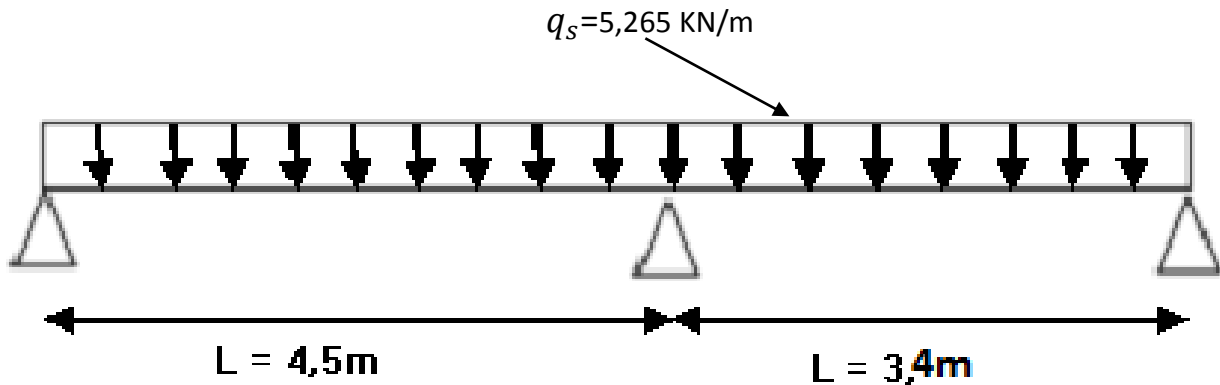


Figure 18 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

- Poutrelles à 2 travées 3 appuis :



- Calcul des moments sur appuis :

	M_i appuis (KN.m)	M_{i+1} appuis (KN.m)	M_{max} travées (KN.m)
1	$-9.03 \times 0.71 = -6.41$	$-6.74 \times 0.71 = -4.79$	$9.09 \times 0.71 = 6.45$
2	$-6.74 \times 0.71 = -4.79$	$-3.71 \times 0.71 = -2.63$	$3.88 \times 0.71 = 2.76$
3	$-3.71 \times 0.71 = -2.63$	0	-----

N° Travée	L_i	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	q_s (KN/ml)	$\frac{q}{2} \cdot L_i$	$(M_{i+1}) - M_i/L_i$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
1-2	4.5	-6.41	-4.79	5.265	11.85	0.36	12.21	-11.49
2-3	3.4	-4.79	-2.63	5.265	8.95	0.64	9.59	-8.31

Tableau 13 : Calcul des efforts tranchants

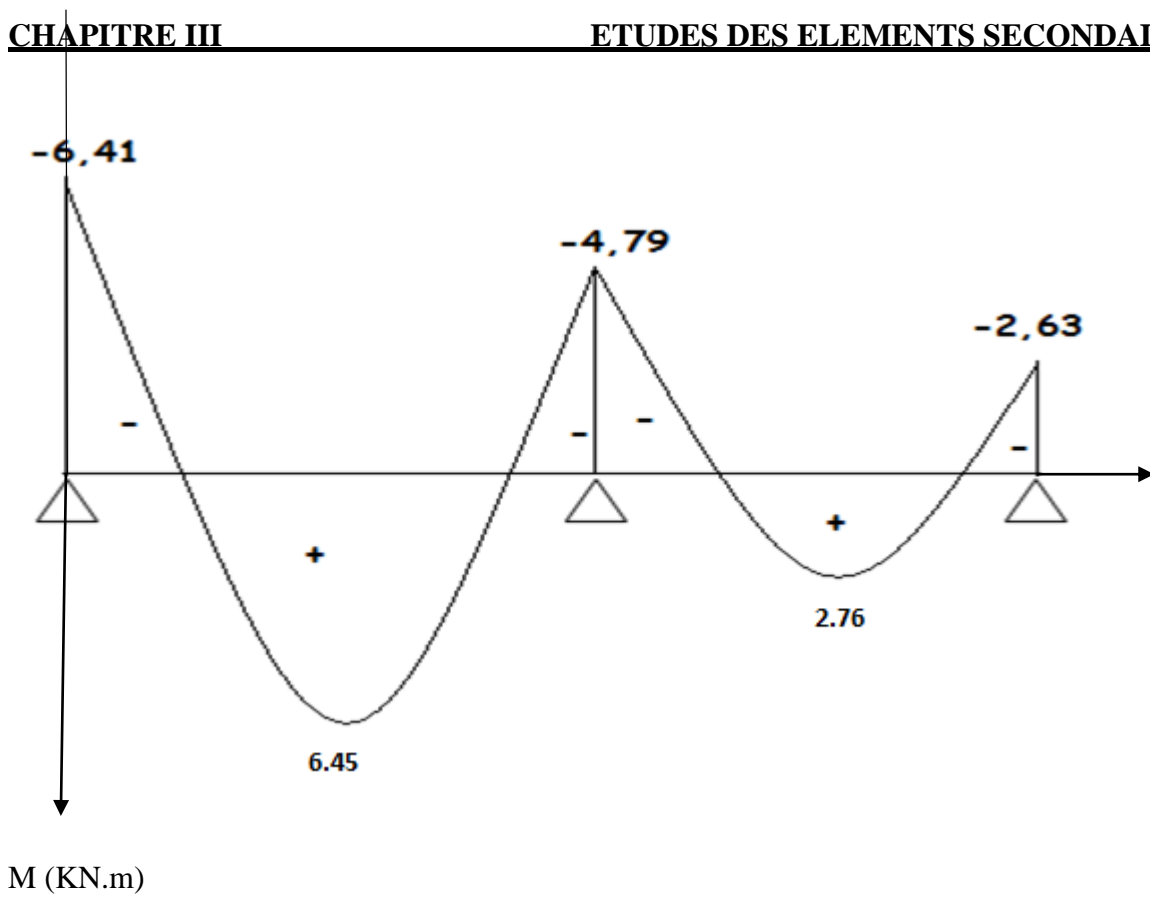


Figure 19 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

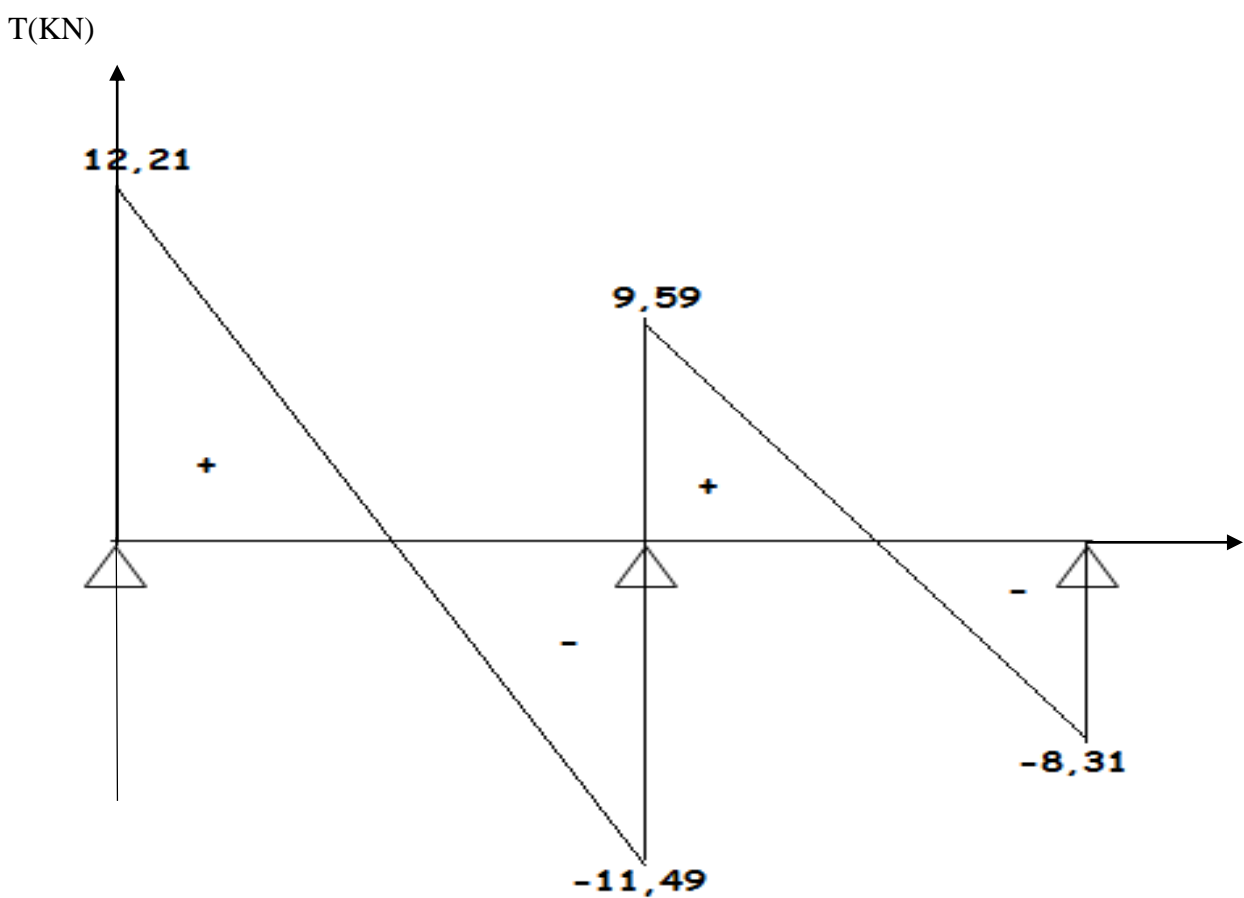


Figure 20 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

- **Moments fléchissant max :**

En travée : $M_t^{\text{Max}} = 8.98 \text{KN.m}$

Aux appuis : $M_a^{\text{Max}} = 7.42 \text{KN.m}$

- **Efforts tranchants max :**

$T_{\text{max}} = 13.57 \text{KN}$

- **Vérifications à l'ELS :**

✓ **Etat limite de compression du béton**

a. En travée :

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \text{ avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

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

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec: } \rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 22} = 0.890$$

$$\rho = 0.890 \rightarrow \beta_1 = 0.866 \rightarrow K_1 = 22.31 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.044$$

$$\sigma_{st} = \frac{(8.98) \times 10^3}{0.866 \times 22 \times 2.35} = 200.57 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.044 \times 200.57 = 8.83 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.594$$

$$\rho = 0.594 \rightarrow \beta_1 = 0.886 \rightarrow K_1 = 28.86 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.034$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{(7.42) \times 10^3}{0.886 \times 22 \times 1.57} = 242.46 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.034 \times 242.46 = 8.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.
(Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

✓ **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites
(BAEL 91/ Art. B.6.8, 424) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ 2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ 3. \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h =24 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l=500cm)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b₀ : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0.048 \geq \frac{1 \times 8.98}{15 \times 73.84} = 0.0081 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{12 \times 22} = 0.0059 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

Armature longitudinale :

Armatures en travée : A_t = 3HA10 = 2.35cm²

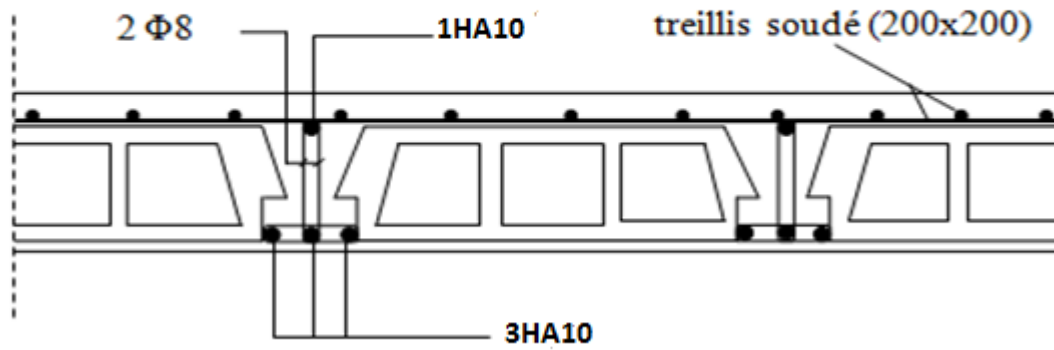
Armatures en appuis : A_a = 2HA10 = 1.57 cm²

2

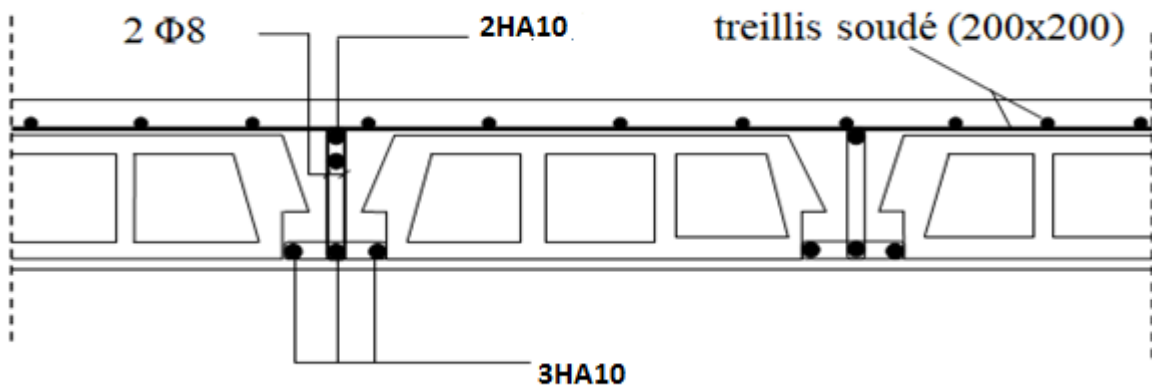
Armatures transversales :

A_t = 2HA8 = 1Cm²

B.4 .Plan de ferrailage :



Travée



Appui

III.C.Calcul des consoles :

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher repose sur deux ou plusieurs appuis. Il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extremité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde-corps. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Le bâtiment contient 1 balcon en dalle pleine pour chaque appartement.

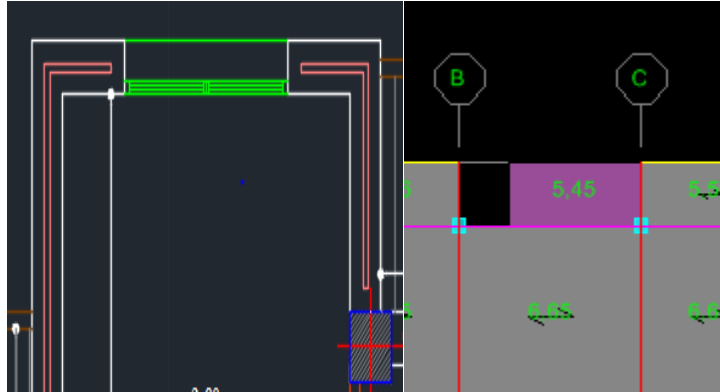


Figure 1 : capture de console sur le plan

C.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$e_p = 15\text{cm}$ (Déterminer dans le chapitre II)

C.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charge permanente :

$G = 5,45 \text{ KN / m}^2$ (Déterminer dans le chapitre II)

- Charge concentrée : (Déterminer dans le chapitre II)

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
G total				1.62

Tableau 1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

- Surcharge d'exploitation :

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

C.3. Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

✓ Dalle :

$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.61 \text{ KN/ml}$

✓ **Garde-corps :**

$$g_u = (1.35 \text{ g}) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

• **A'ELS :**

✓ **Dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.45 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.95 \text{ KN/ml}$$

✓ **Garde-corps :**

$$g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

C.4. Calcul des efforts internes :

• **A'ELU :**

✓ **moments fléchissant :**

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

$$M_u = \frac{12.61 \times (1.5)^2}{2} + 2.19 \times 1.5 = 17.47 \text{ KN.m}$$

✓ **L'effort tranchant :**

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

$$V_u = 12.61 \times 1.5 + 2.19 = 21.11 \text{ KN}$$

• **A'ELS :**

✓ **moments fléchissant :**

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

$$M_s = \frac{8.95 \times (1.5)^2}{2} + 1.62 \times 1.5 = 12.50 \text{ KN.m}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \cdot l + g_s$$

$$V_s = 8.95 \times 1.5 + 1.62 = 15.05 \text{ KN}$$

C.5. Ferrailage :

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

• **Calcul a l'ELU :**



Figure 2 : section de balcon.

Avec :

- h** : Epaisseur de la section (**h =15 cm**).
- b** : Largeur de la section (**b=100 cm**).
- c** : Enrobage (**c = c'=2 cm**).
- d** : Hauteur utile (**h - c = 15 - 2 = 13 cm**).

✓ **Armature principal :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17.47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.072$$

$\mu = 0.072 < \mu_l 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$

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

$$A_s = \frac{17.47 \times 10^3}{0.963 \times 13 \times 348} = 4.009 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

• **Vérification a ELU :**

✓ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) :**
(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{21.11}{100 \times 13} \times 10 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Verification de l'adhérence et d'entraînement des barres :**
(ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

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

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times \pi \times 1 = 18.84 \text{ cm} \quad \text{avec : } n : \text{ nombre de barres}$$

$$\tau_u = \frac{21.11}{0.9 \times 13 \times 15.07} \times 10 = 0.095 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.095 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :**
 - **Pour les armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45 \text{ cm}) = \min (45 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$ **Condition vérifiée.**

✓ **Longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d’acier ancrée dans le béton pour que l’effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

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

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 35.5 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l’épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_r » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers en H.A (**A.6.1, 253/BAEL91modifié 99**) ;

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.5 = 14.2 \text{ cm}$$

$$l_r = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification à l’E.L.S :**

✓ **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.

✓ **Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 12.50 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 13} = 0.362$$

$$\rho_1 = 0.362 \rightarrow \beta_1 = 0.906 \rightarrow K_1 = 38.19$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.50 \times 10^3}{0.906 \times 13 \times 4.71} = 225.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{1}{38.19} \times 225.33 = 5.90 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **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 :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
 $\frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063$ **Condition vérifiée.**

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
 $\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{17.47}{10 \times 17.47} = 0.1$ **Condition vérifiée.**

✓ $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
 $\frac{4.71}{100 \times 13} = 0.0036 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **Condition vérifiée.**

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

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

Armatures principales : 6HA10 avec : $S_t=20 \text{ cm}$.

Armatures secondaires : 4HA8 avec : $S_t=25 \text{ cm}$.

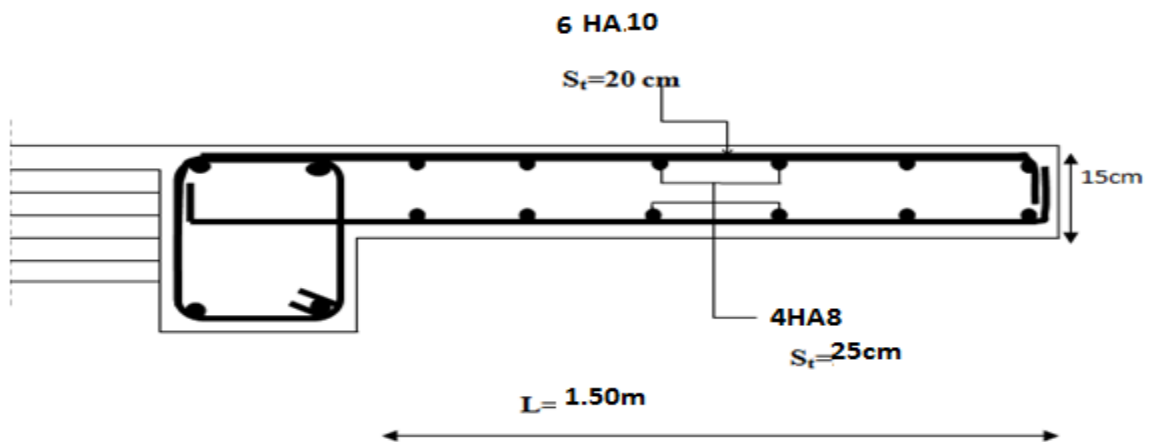


Figure 3 : ferrailage de la console

INTRODUCTION :

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré-dimensionnement des

éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments du bâtiment qui ne participe pas au contreventement. Ils peuvent être isolés et calculé séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent le calcul se fera conformément aux règles :

BAEL91 modifié 99 et ces éléments sont :

- Les planchers.
- L'acrotère.
- Porte-à-faux.
- La salle machine.
- Les escaliers.

III.A.L acrotère :

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

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilable à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge d'exploitation horizontale ($Q=1\text{KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de (1m) de largeur.

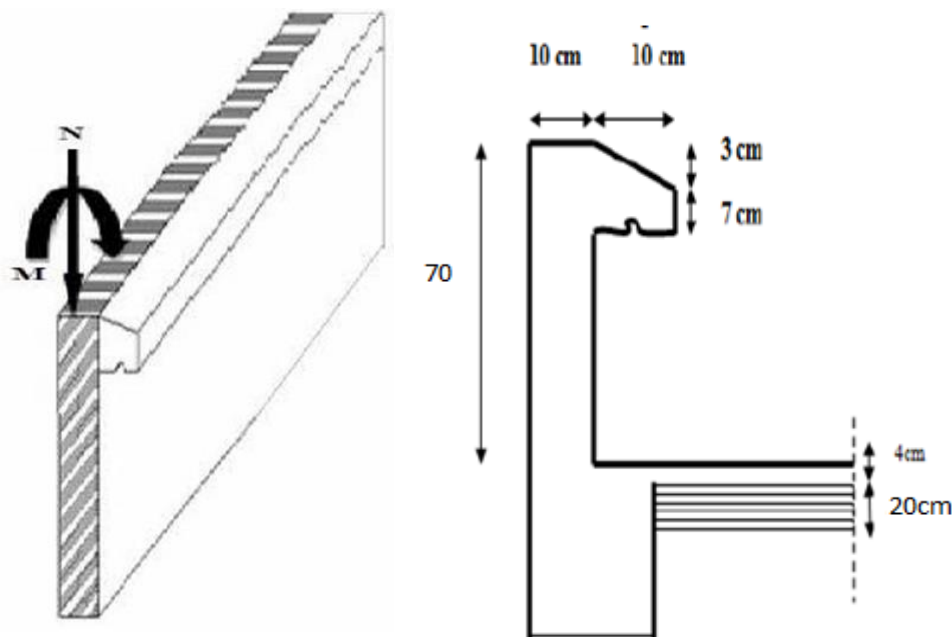


Figure 1 : Coupe verticale de l'acrotère.

A.1. Détermination des sollicitations :

- **Le chargement :**

✓ La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G = \rho \cdot S$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2}] = 1.962 \text{ KN/ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation horizontale :

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

- **Calcul des sollicitations :**

✓ Effort tranchant T :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

✓ Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.962 \text{ KN}$$

✓ Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \cdot H = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.ml}$$

- **Diagramme des efforts :**

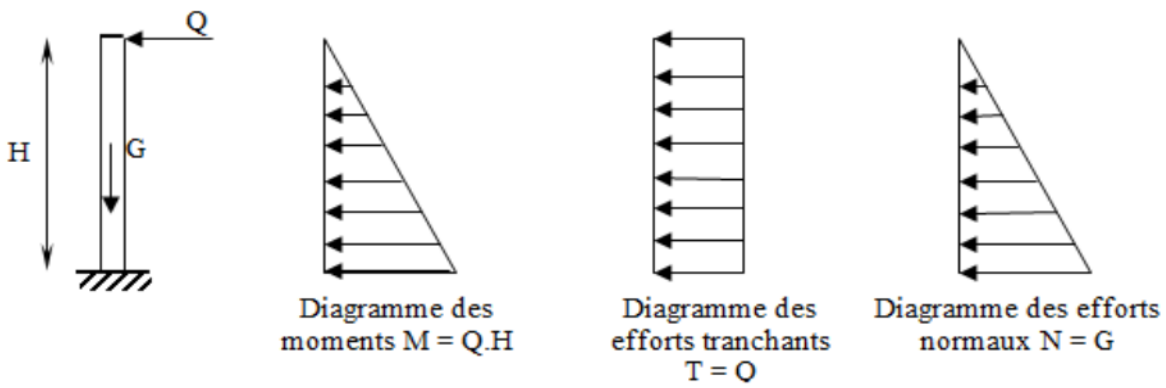


Figure 2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

A.2. Combinaisons de charges :

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

- **Effort normal :**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.962 = 2.649 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.ml}$$

- Effort tranchant :

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

ELS : La combinaison de charge est : $G + Q$

- Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.962 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

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

A.3.Ferraillage :

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml), en considérant une section rectangulaire, soumise à un effort normal «N» et un moment de renversement «M».

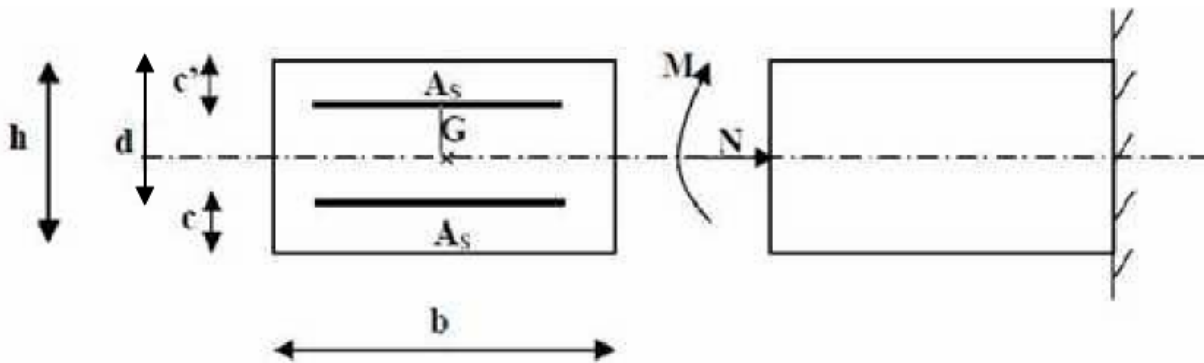


Figure 3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Épaisseur de la section : **10 cm.**

b : largeur de la section : **100 cm.**

c et c' : Enrobage : **2 cm.**

d: Hauteur ultime $d = h - c = 8 \text{ cm}$

- Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.649} = 0.396 \text{ m} = 39.6 \text{ cm}$$

Verifikation :

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

D'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc **la section est partiellement comprimée**, On calcul les armatures en flexion simple, sous l'effort d'un moment fictif «Mf » on trouve une section d'armatures fictive puis on en déduit la section d'armatures réelle.

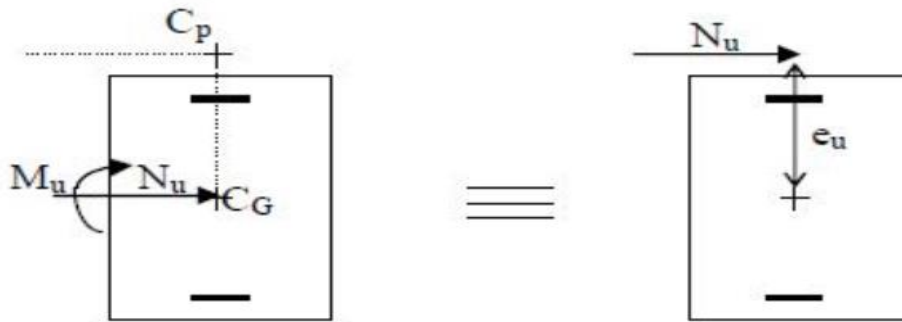


Figure 4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

A.3.1 Calcul des armatures à L'ELU :

- Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_{fu} = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 39.6 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = \mathbf{0.426 \text{ m}}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot g = 0.426 \times 2.649 = \mathbf{1.128 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{1.128 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = \mathbf{0.012}$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

Remarque : La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

✓ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$A_f = \frac{1.128 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = \mathbf{0.41 \text{ cm}^2}$$

✓ **La section des armatures réelles : (en flexion composée)**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.41 - \frac{2.649 \times 10}{348} = \mathbf{0.33 \text{ cm}^2}$$

A.3.2. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91 modifié 99) :**

$$A_u \geq A_{min}$$

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

✓ **Armatures principale :**

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

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.962} = \mathbf{0.35m}$$

$$D'où : A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

$$A_u = \mathbf{0.33 \text{ cm}^2} < A_{min} = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

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

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

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{N_s}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = \mathbf{0.50 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

Avec : un espacement : $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

- **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) :**

(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ K}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

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

- **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99):**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

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

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

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

n : nombre de barres.

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement,
 $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

- **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (A.6.1, 23...BAEL91 / modifiée 99) :**

Pour avoir un bon enracinement droit, il faut mettre en œuvre un enracinement qui est défini par sa longueur de scellement droit (LS) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

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

A.3.3. Vérifications à L'ELS :

Dans le béton : L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

- **La contrainte dans les aciers** $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- **La contrainte dans le béton** $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

- **la contrainte dans acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec : $M_s = 0.7 \text{ KN.m}$

$A_u = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.929 \times 8 \times 2.01} = 40.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.89} \times 40.86 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

- Ferrailage adopté :

- ❖ Armatures principales : 4HA8 = 2.01 cm² avec : S_t = 20 cm
- ❖ Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01 cm² avec : S_t = 20 cm

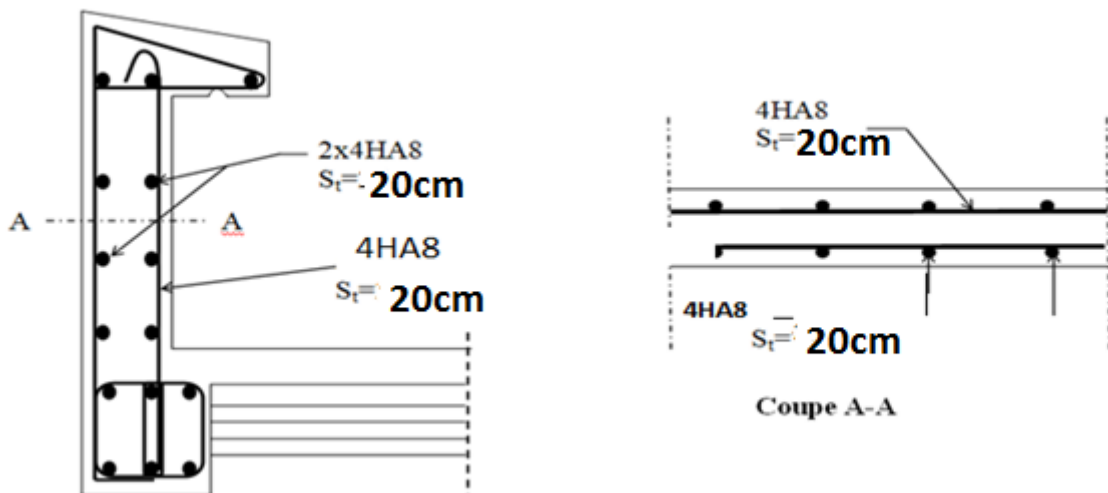


Figure 5 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère

III.E. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins qui permettent l’accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges. Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculées à la flexion simple. Du côté du vide, les volées et les paliers des escaliers sont munis d’un garde-corps ou d’une rampe. En raison de non exposition des différents éléments de l’escalier aux intempéries, les fissurations sont considérées peu nuisibles.

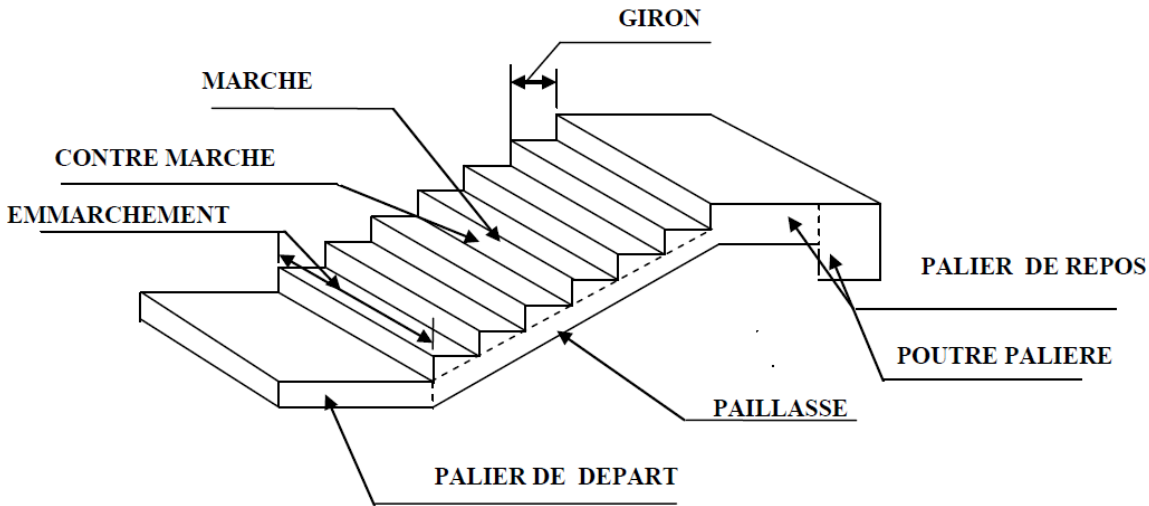


Figure 1 : Ferrailage de la dalle pleine

E.1. Caractéristiques dimensionnelles :

La marche : est surface plane sur laquelle se pose le pied de largeur g (giron), sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

$$25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Le nombre de marches s’écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : n : nombre de marches

H : hauteur de la volée

***La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives, l’intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

***Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, sa valeurs varie généralement entre 13 et 17 cm. jusqu’à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

***L emmarchement (E) :** représente la largeur(W) de l’escalier.

Maison individuelle : $W \geq 80 \text{ cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120 \text{ cm}$

***Le giron (g) :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives ; il y a une valeur constante de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l’on respecte la relation de **BLONDEL** qui est : $2h+g = 59 \text{ à } 66$.

***La ligne de foulée** : représente en plan le parcours ou la trajectoire théorique suivie par Une personne empruntant l'escalier, et en général le tracé de cette ligne répond à des critères géométriques vus plus loin dans le présent guide, et en général à 0,65m de collet, si $E \geq 1m$.

***La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

***Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est L1.

***Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

***La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et les contre marche d'épaisseur e_p

E.2. Notations utilisées :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e_p : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

L1 : largeur du palier

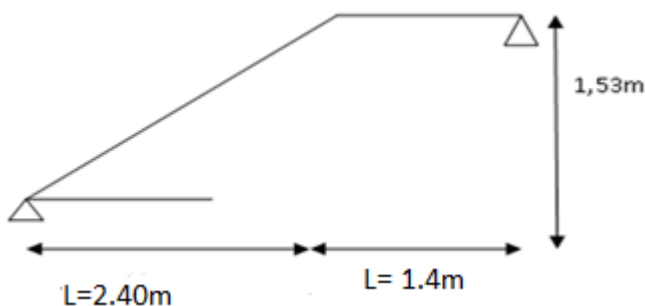
L0 : somme de la longueur de palier et de la paillasse

E.3. Types d'escaliers :

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers

E.4. Pré dimensionnement :

- **Présentation schématique :**

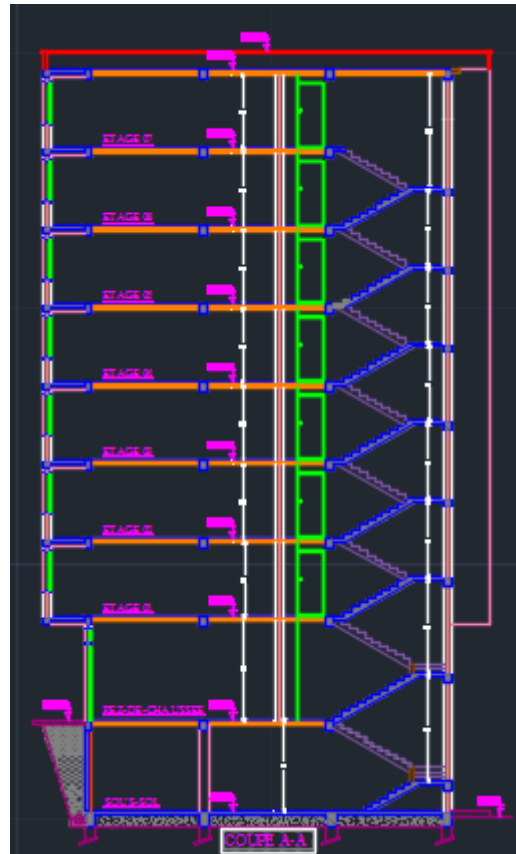
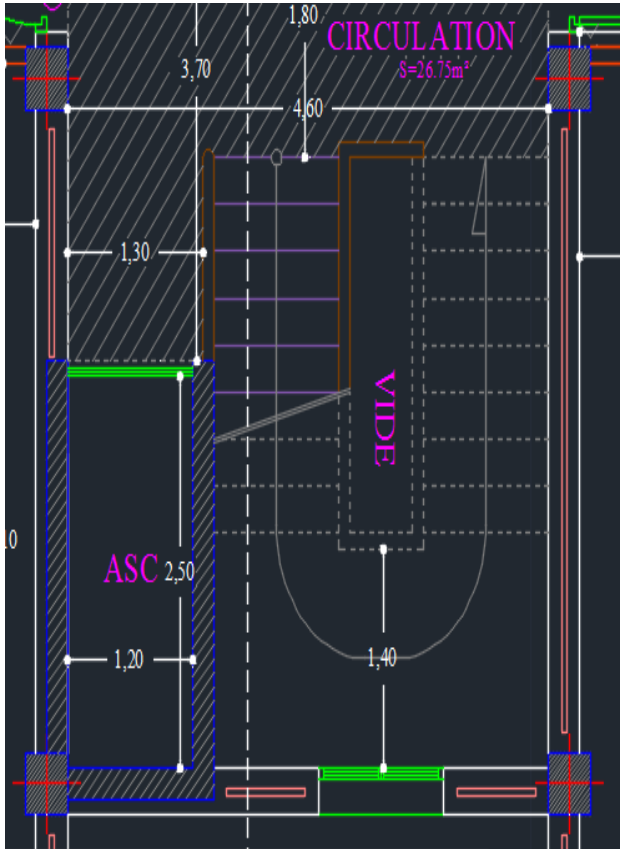


E.4.1. Pré dimensionnement des marches :

Le pré dimensionnement des d’escalier consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L’épaisseur de la paillasse (e).

- **Calcul de n, h et g :**



- **La hauteur de la marche h :**

Les escaliers seront dimensionnés à l’aide de la formule **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur les plans.

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$$

g : le giron

h : la hauteur de la contre marche

59 cm : correspond à des escaliers courants d’appartement.

66cm : correspond à des locaux publics.

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d’habitation :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g \leq 66\text{cm}.$$

On prend la hauteur des marches **h = 17 cm**

- **Le nombre de contre marches n :**

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

- **Nombre de marches m :**

$$m = n - 1$$

$$m = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

E.4.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**.

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

ep : épaisseur de la paillasse

$$L_0 = L_2 + \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L_v} \quad \Rightarrow \quad L_v = \frac{L_1}{\cos(\alpha)} = \frac{2.40}{\cos(32.52)} \quad \Rightarrow \quad L_v = 2.85 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.40 + 2.85 = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{425}{30} \leq ep \leq \frac{425}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.16 \text{ cm} \leq ep \leq 21.25 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur : $ep = 18 \text{ cm}$ pour le paillasse et le palier

Remarque : Etant donné que, on a les même distances et le même nombre de marches pour les deux volée on calcul une seul fois la paillasse et on adopte le même ferrailage.

- **Détermination des sollicitations de calcul :**

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et pour un emmarchement de 1m, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

✓ **La volée :**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.18}{\cos 32.52}$	25	5,33
Poids propre des marches	$\frac{0.17 \times 1}{2}$	25	2.125
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	-	-	0.10
Σ Gi= G volée=			9.075

✓ **Le palier :**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre du palier	0.18	25	4.5
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
Σ Gi= G palier=			6.02

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du **DTR** qui est la même pour la paillasse et le palier ;

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{KN/ml}$$

- **Combinaison des charges :**

ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$

Volée : $q_{u1} = (1,35 \times 9,075 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 16 \text{KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35 \times 6,02 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 11,88 \text{KN/m}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

Volée : $q_{s1} = (9,075 + 2,5) \times 1\text{m} = 11,58 \text{KN/ml}$

Palier : $q_{s2} = (6,02 + 2,5) \times 1\text{m} = 8,52 \text{KN/ml}$

- **Calcul des moments et effort tranchante à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

- **Etude des paillasses :**

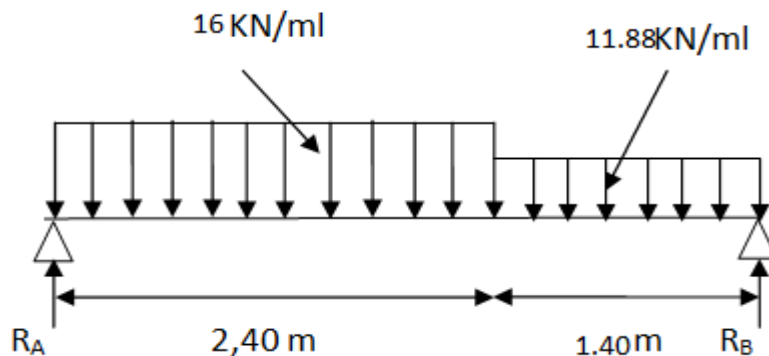


Figure 2 : schéma statique à l'ELU

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0; R_A + R_B = (16 \times 2,40) + (11,88 \times 1,40) = 55,03 \text{KN}$$

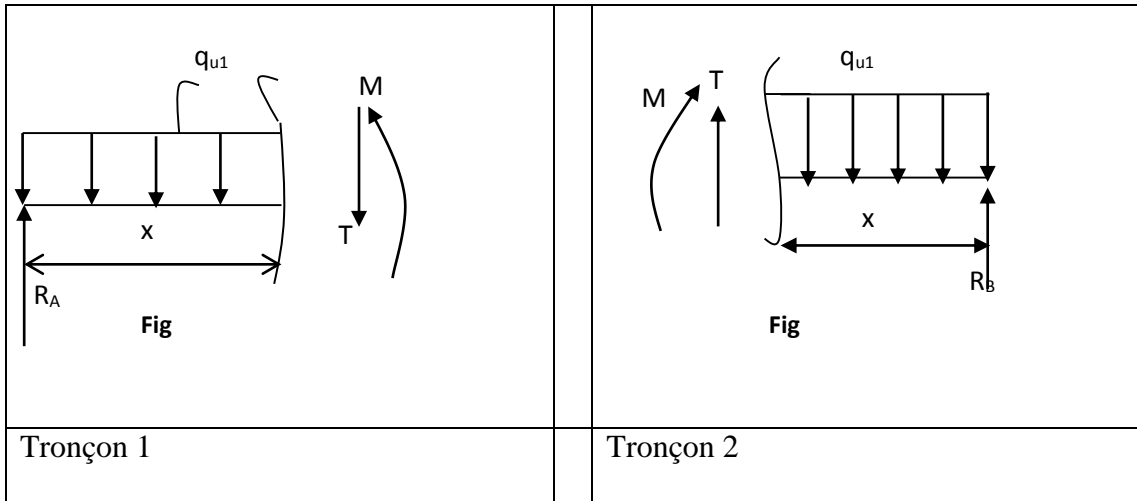
$$R_A + R_B = 55,03 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0; \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 16 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 11,88 \times 1,40 \times \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right) - R_B \times (2,40 + 1,40)$$

Donc : $R_B = 25,70 \text{KN}$

$R_A = 29,33 \text{KN}$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,40$	$-16X+29.33$	$-8X^2+29.33X$	0	29.33	0
			2.4	-9.07	24.31
$0 \leq X \leq 1,40$	$11.88X-25.70$	$-5.94X^2+25.70X$	0	-25.70	0
			1.4	-9.07	24.34

- **Calcul du moment maximum en travée :**
- ✓ **Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :**

$$\frac{dMu(x)}{dx} = 0 \quad -16X+29.33=0$$

$$x_{tm} = \frac{29.33}{16} = 1.83m$$

Le moment M_z(x) est max pour la valeur : **x_{tm} = 1.83 m.**

Donc : **M_z^{max} = -8x_{tm}²+29.33 x_{tm} = 26.88 KN.m**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la poutre, on multiplie les moments sur appuis par 0,3 et en travée par 0,85 et obtient les résultats suivants :

- ✓ **Les moments de calcul seront comme suite :**

M (appuis) = - 0.3 M max = - 0,3 × 26.88 = - 8.07 KN.m

M_t (travée) = 0.85 M max = 0,85 × 26.88 = 22.85

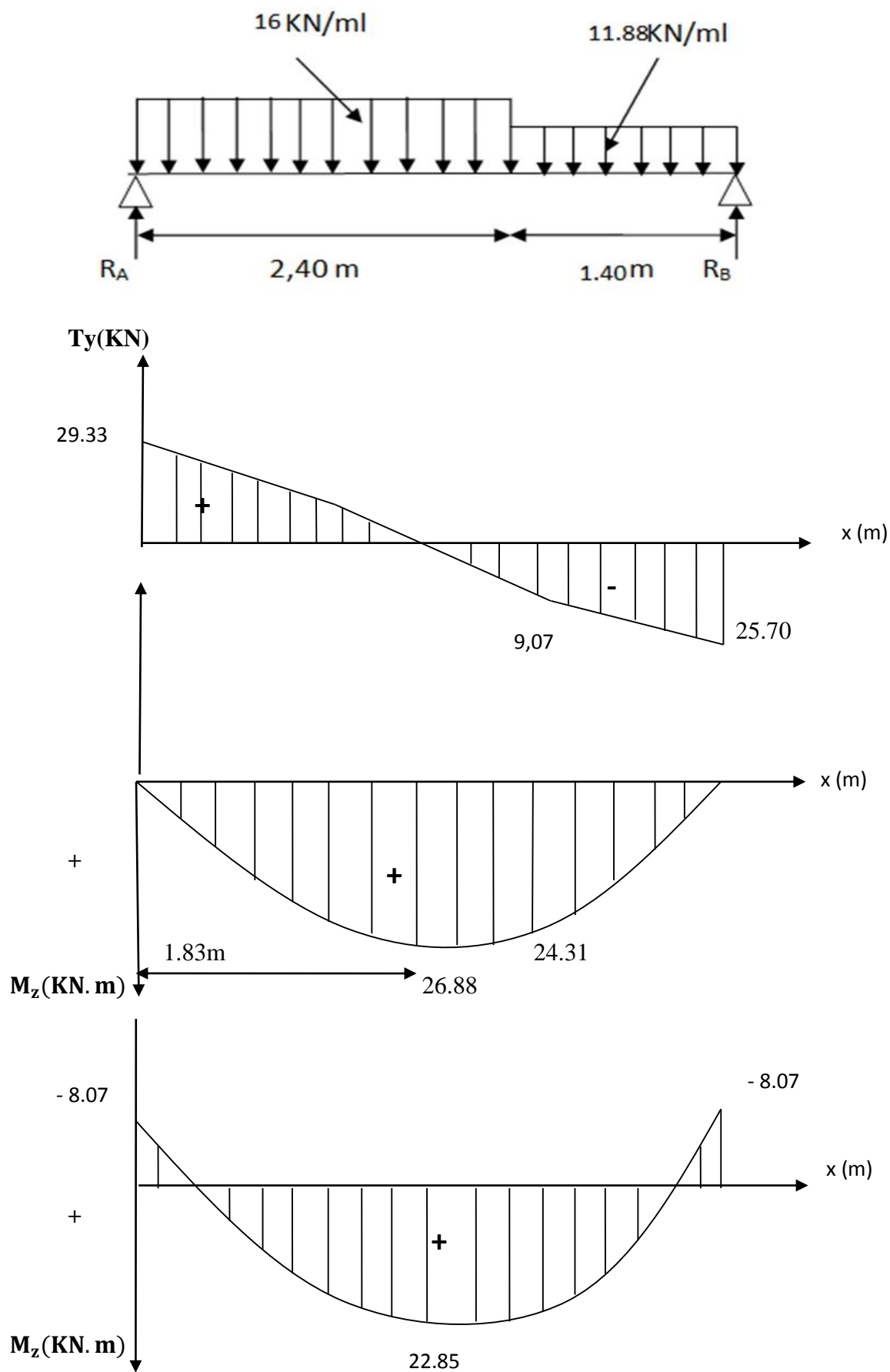


Figure 3 : Diagrammes des moments et des efforts internes

E.5. Calcul des armatures à l'ELU :

- Armatures principales :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

$h=18\text{cm}$

$c=2\text{cm}$

$d=h-c=16\text{cm}$

$b=100\text{cm}$



$b = 100\text{cm}$

Figure 4 : une section rectangulaire d'une bande de 1m

Aux appuis :

$M_u = 8.07\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.07 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.022 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé).}$$

$$\mu_b = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.07 \times 10^3}{0.989 \times 16 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51\text{cm}^2$; avec un espacement $St = 25\text{cm}$.

En travée :

$M_t = 22.85\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.58 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.062 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.58 \times 10^3}{0.968 \times 16 \times 348} = 4.19 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$; avec un espacement $St = 25\text{cm}$

- Armatures de répartition :**

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{cm}^2$; avec un espacement $St = 25\text{cm}$.

En travée :

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

Soit : 4HA8/ml = 2.01cm² ; avec un espacement St = 25cm.

- Vérifications à l'E.L.U :

- ✓ Espacement des armatures : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

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

Armatures principales → St < min {3h ; 33cm}

St=25 cm < 33 cm √

Armatures de répartition → St < min {4h ; 45cm}

St=25 cm < 45 cm √

(BEAL 91; Art 4.2.1)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : Aa = 2.51 cm² > A_{min} = 1,93 cm².....Condition vérifiée.

En travée : A_{st} = 5.65cm² > A_{min} = 1,93cm².....Condition vérifiée.

- ✓ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art A.5.1.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{29.33 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.18 \text{ MPa}$$

La fissuration est non préjudiciable :

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

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

D'où le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art.6.1.**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum U_i}$$

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 5 \times 3,14 \times 8 = \mathbf{100.48 \text{ mm}}$$

Avec : ϕ : diamètres d'une barre 8mm

n : nombre des barres 5 barres

$$\tau_{se} = \frac{29.33 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 100.48} = \mathbf{2.03 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = 2.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales et les armatures ne glissent pas dans le béton.

✓ **Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL91 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

La longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{42.33 \text{ cm}}$$

Soit : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

D'APRÈS (Art A.6. 1 ,253/BAEL 9 1modifiées 99) si la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à (0.4Ls).

$$L_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

Donc on prend : $L_c = \mathbf{18 \text{ cm}}$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4.a.b.f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = \mathbf{0,9.d}$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 16 \times 100 \times 25 / 1,5 = 9600 \text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 29.33 \text{KN} < T_u = 9600 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

E.6. Calcul à l'E.L.S :

Volée : $q_{s1} = (9.075 + 2.5) \times 1\text{m} = 11.58 \text{KN/ml}$

Palier : $q_{s2} = (6.02 + 2.5) \times 1\text{m} = 8.52 \text{KN/ml}$

Les réactions d'appuis :

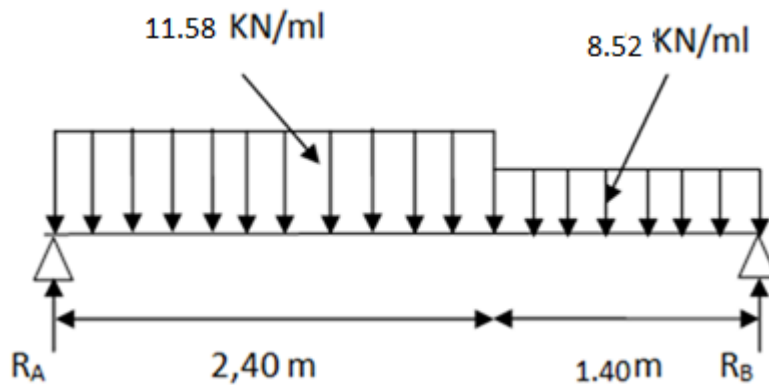


Figure 5 : Schéma statique à l'ELS

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0; \quad R_A + R_B = (11.58 \times 2.40) + (8.52 \times 1.40) = 39.72 \text{KN}$$

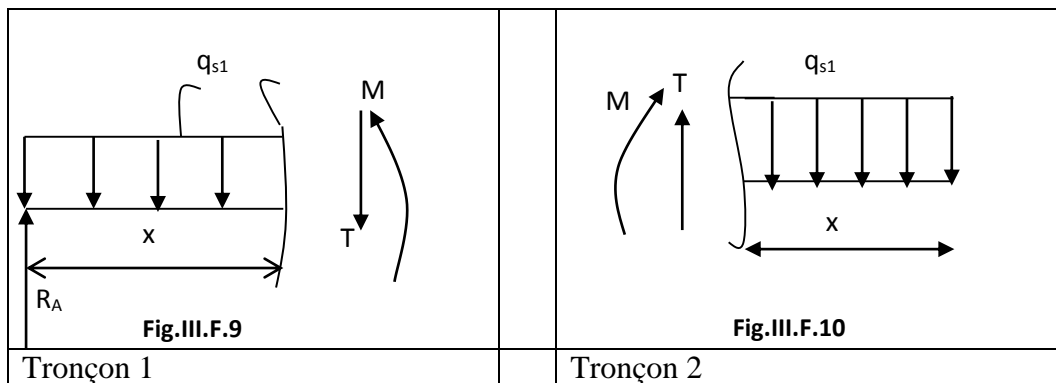
$$R_A + R_B = 39.72 \text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \quad ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 11.58 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + 8.52 \times 1.40 \times \left(\frac{1.40}{2} + 2.40\right) - R_B \times (2.40 + 1.40)$$

Donc : $R_B = 18.51 \text{KN}$

$R_A = 21.21 \text{KN}$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,4$	$-11.58X+21.21$	$-5.79X^2+21.21X$	0	21.21	0
			2,4	-6.58	17.56
$0 \leq X \leq 1,4$	$8.52X-18.51$	$-4.26X^2+18.51X$	0	-18.51	0
			1,4	-6.58	17.57

- **Calcul du moment maximum en travée :**
- ✓ **Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :**

$$\frac{dMu(x)}{dx} = 0 \quad -11.58X+21.21=0$$

$$x_{tm} = \frac{21.21}{11.58} = \mathbf{1.83 \text{ m}}$$

Le moment M_z(x) est max pour la valeur : **x_{tm} = 1,83 m.**

Donc : $M_z^{\max} = -5.79 x_{tm}^2 + 21.21 x_{tm} = \mathbf{19.43 \text{ KN.m}}$

Remarque : Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

M (appuis) = **- 0.3 M max** = - 0,3 × 19.43 = **- 5.83 KN.m**

M_t (travée) = **0.85 M max** = 0,85 × 19.43 = **16.52 KN.m**

✓ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

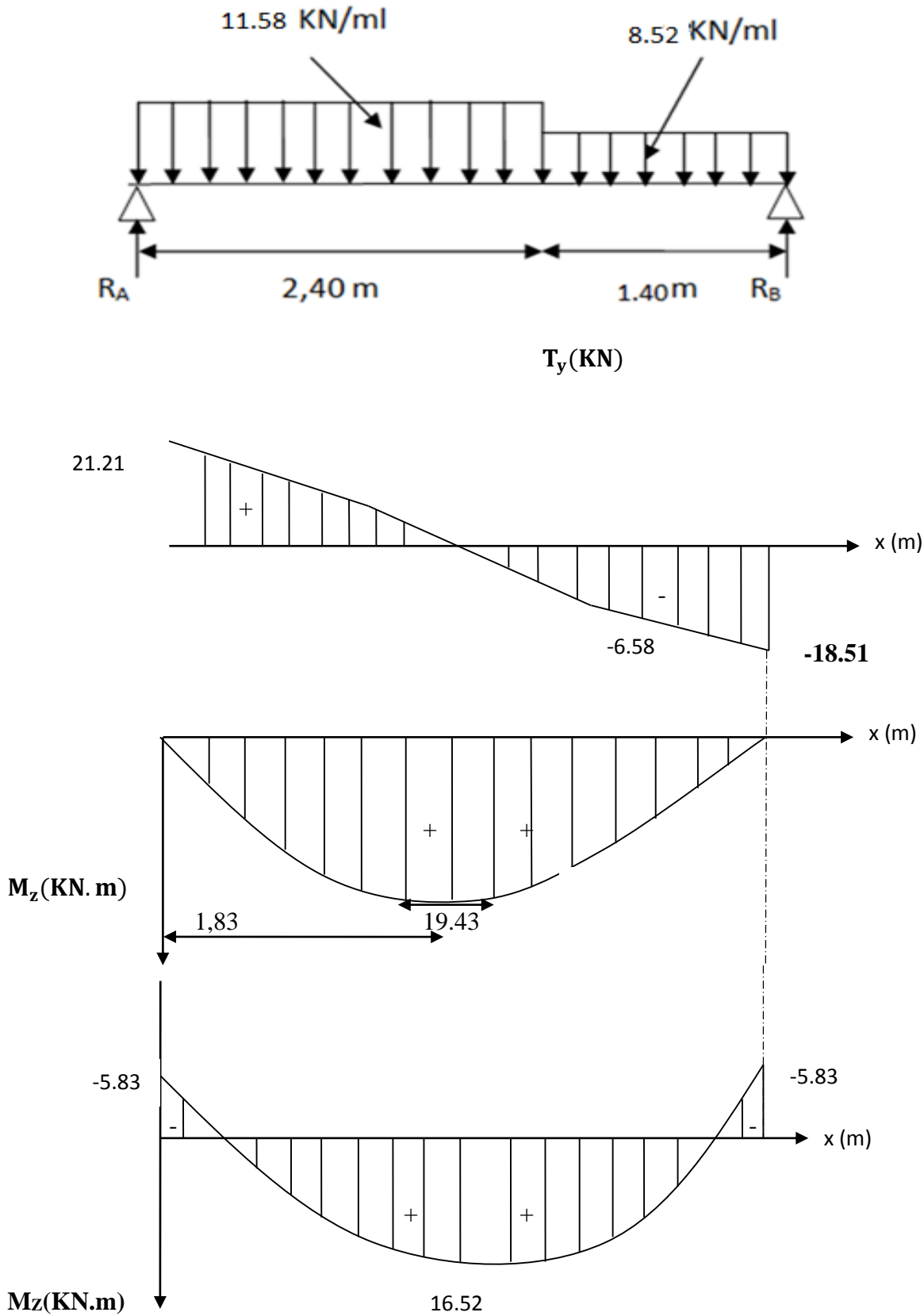


Figure 6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

• **Vérification à l'E.L.S :**

✓ **A l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

✓ **A l'état limite de compression du béton : (BAEL91/ A.4.5.2)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

En appui :

$A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 16} = 0.156$$

Tableau : $\rho = 0,156 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow K_1 = 61.92 \rightarrow K=1/K_1=0.016$

✓ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.83 \times 10^3}{0.935 \times 16 \times 2.51} = 155.26\text{MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

✓ **La contrainte dans les bétons est :**

$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} = 0.016 \times 155.26 = 2.48\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

En travée :

$A_t = 4.52\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$\rho = 0,282 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1=39.35 \rightarrow K=1/K_1=0.025$

✓ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.52 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 201.26\text{MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

✓ **La contrainte dans les bétons est :**

$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} = 0,025 \times 201.26 = 5.03\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

✓ **Etat limite de déformation :**

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (18 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 360 cm) ;

Mt : moment max en travée

M0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

Donc on aura :

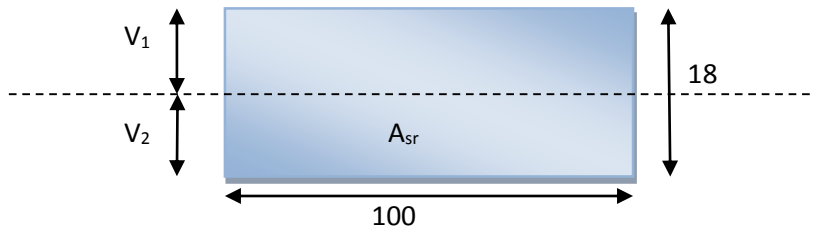
1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{360} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06$ **Conditions non vérifiées**

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{18}{360} = 0,05 < \frac{16,52}{10 \cdot 19,43} = 0,085$ **Conditions non vérifiées**

3) $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 16} = 0,0035 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ **Conditions vérifiées**

Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Vu que la 1ère condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.



✓ **Calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5.65 = 1884.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

✓ **Moment d’Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.65 (8.69 - 2)^2$$

$$I = 52566.06 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L=360cm (portée libre)

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation déferé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.58 \times 3600^4}{10818.87 \times 52566.06 \times 10^4} = 4.45 \text{ mm}$$

$$f = 4.45 < \bar{f} = \frac{3600}{500} = 7.20 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l’ELU sont suffisantes.

Remarque : On adopte le même ferrailage d’escaliers pour les différents niveaux

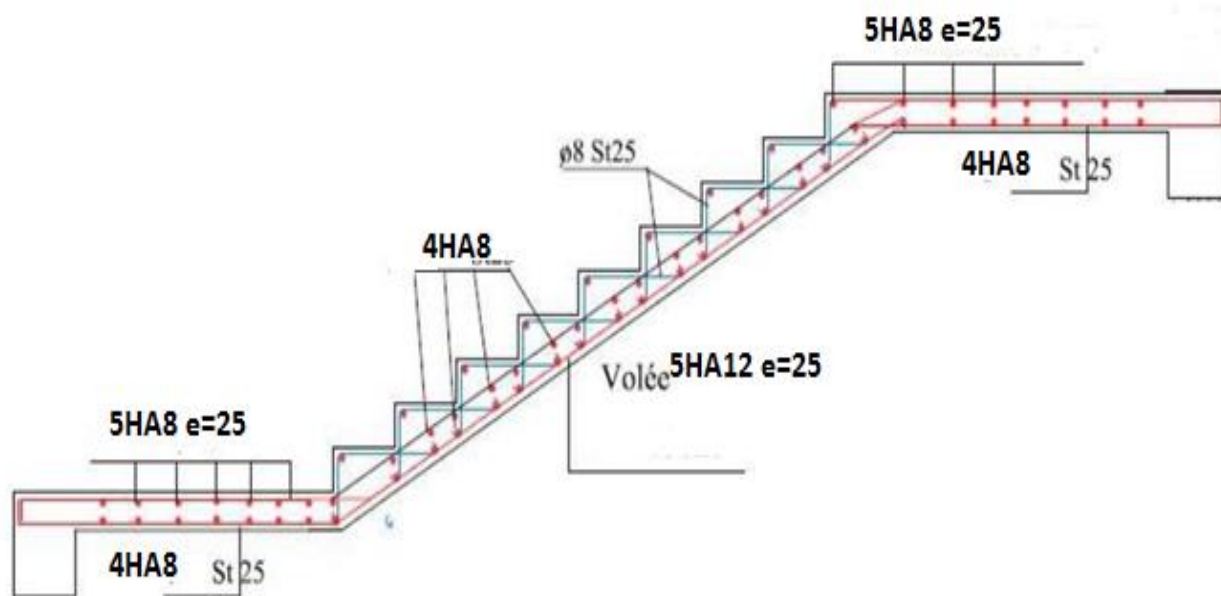


FIGURE 7 : ferrailage d'escaliers

III.F.Salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

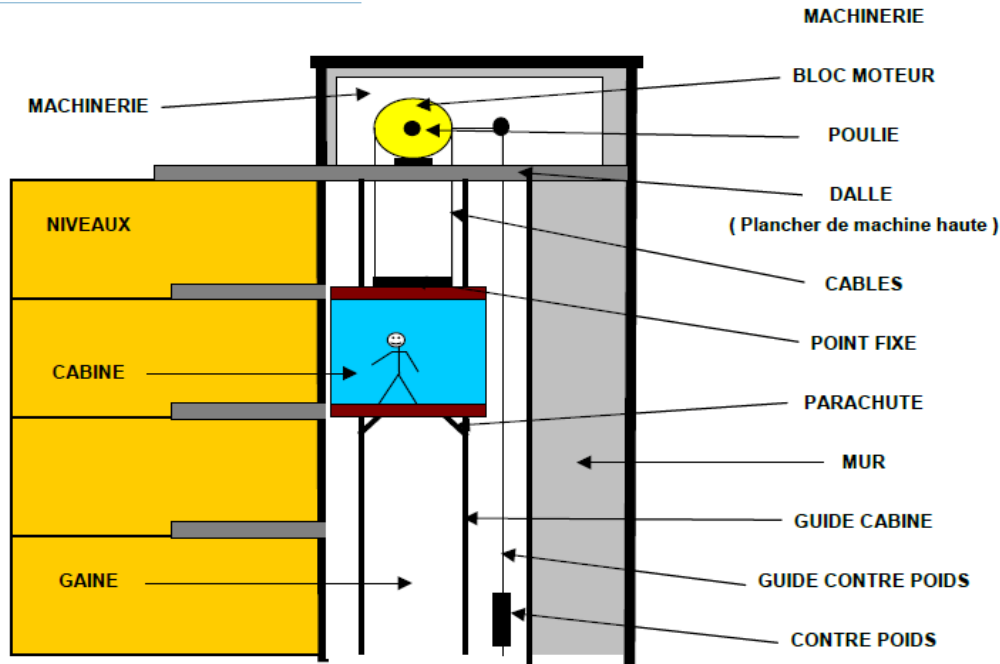


Figure 1 : schéma de la salle machine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine dimensions **(1.60× 2.80) m²** appuyée sur 3 cotés, avec une vitesse d'entraînement (**V=1m/s**).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **9 tonnes**, répartie sur une surface de **(0,8 × 0,8) m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur.

F.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée. Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique.la dalle reposant sur 3 cotés

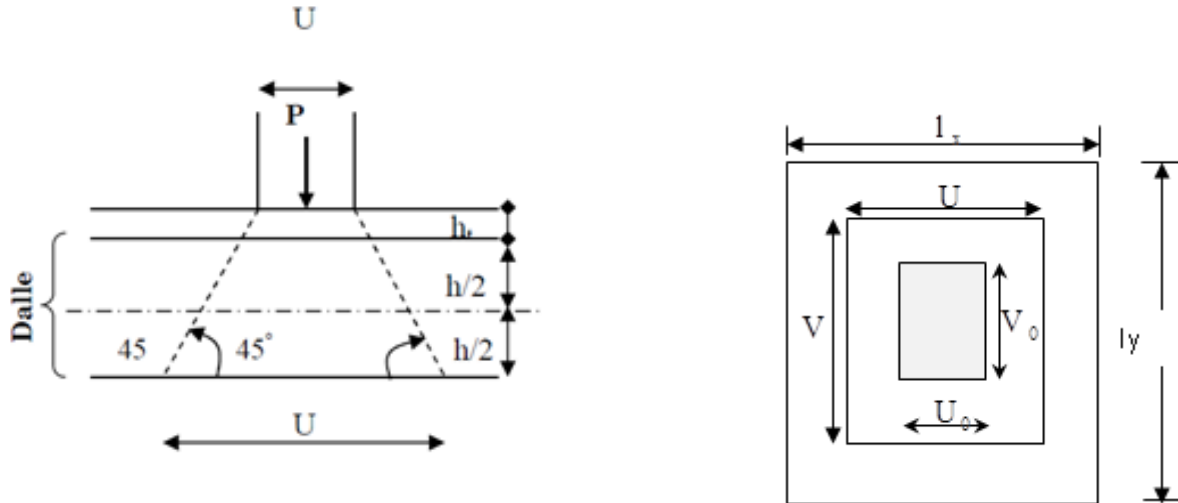


Figure 2 : schéma statique de la salle machine.

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

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{1.60}{30} \Rightarrow h_0 \geq 5.33 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12\text{cm}$

Donc : on adopte une hauteur $h_0 = 15\text{cm}$.

- Calcul des sollicitations :

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au **BAEL 91**.

✓ Principe de la méthode :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{280} = 0.57$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Moments dus au poids propre :

✓ Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

- Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .
- q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle

$\rho=0.57 \rightarrow \mu_x = 0.0852 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.266$

- **Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.**
- **Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$.

$M_{Ux1} = 0.0852 \times 8.0475 \times (1.60)^2 = 1.76 \text{ KN.m}$

$M_{Uy1} = 1.75 \times 0.266 = 0.47 \text{ KN.m}$

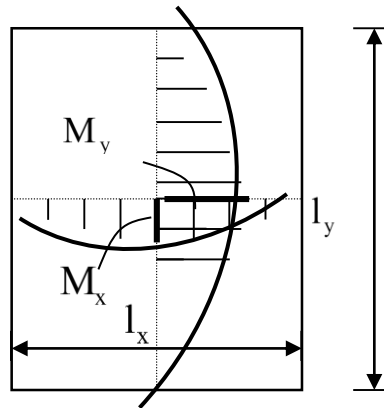


Figure 3 : Les moments de poids propre

✓ **Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$**

$\rho = 0.57 \rightarrow \mu_x = 0.0897 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.442$

$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$

$M_{sx2} = 0.0897 \times 5.85 \times (1.60)^2 = 1.35 \text{ KN.m}$

$M_{sy2} = 1.35 \times 0.442 = 0.60 \text{ KN.m}$

- **Moments dus à la charge localisée :**

$$\begin{cases} M_x = p \cdot (M1 + \nu M2) \\ M_y = p \cdot (\nu M1 + M2) \end{cases}$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$$

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

✓ **Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0$$

Avec : Hauteur de la dalle: **h₀=15cm**

Epaisseur du revêtement : **e=5cm**

U₀ = V₀ = 80 cm (U₀ x V₀ : zone dans laquelle q est concentrée).

$$A.N : \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = \mathbf{105cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = \mathbf{105 cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,60} = \mathbf{0.7}$$

ET

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,80} = \mathbf{0.4}$$

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

$$\text{Pour } \rho = 0,6 : \begin{cases} M_1 = \mathbf{0.100} \\ M_2 = \mathbf{0.050} \end{cases}$$

✓ **Etat limite ultime (ELU) : v = 0**

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = \mathbf{121.5KN}$$

$$M_{ux1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0.100 = \mathbf{12.15 KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0.050 = \mathbf{6.075KN.m}$$

✓ **Etat limite de service (ELS) : v = 0.2**

$$P_s = \mathbf{90 KN.}$$

$$M_{sx1} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0.100 + 0.2 \times 0.050) = \mathbf{9.9KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (v \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0.100 \times 0.2 + 0.050) = \mathbf{6.3KN.m}$$

• **Superposition des moments :**

$$ELU : M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 12.15 + 6.075 = \mathbf{18.225KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.47 + 6.075 = \mathbf{6.545KN.m}$$

ELS: $M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.35 + 9.9 = 11.25 \text{KN.m}$

$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.60 + 6.3 = 6.9 \text{KN.m}$

Remarque : Pour tenir compte du semi-encastrement de la dalle (continuité des voiles) on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée)

En travée:
$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13.91 = 11.82 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6.545 = 5.57 \text{KN.m} \end{cases}$$

En appuis:
$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 13.91 = -4.17 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 6.545 = -1.96 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Ferrailage de la dalle :**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

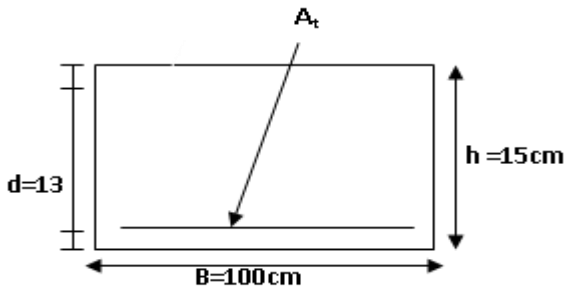
✓ **Armatures // à X-X :**

En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$b = 100 \text{ cm}, h_0 = 15 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}.$

$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}.$



$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.815 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0,05 \quad ; \quad \beta = 0,974$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{11.815 \times 10^6}{0,974 \times 130 \times 348} = 2.68 \text{cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.17 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,018 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,018 \quad ; \quad \beta = 0,991$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{4.17 \times 10^6}{0,991 \times 130 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2.51cm²** Avec : **St=25cm**

✓ **Armatures // à Y-Y :**

En travée :

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.554 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.023 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,023 \quad ; \quad \beta = 0.988$$

$$At = \frac{Mt}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{5.554 \times 10^6}{0.988 \times 130 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2.51 cm²** Avec : **St=25 cm**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.96 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,008 \quad ; \quad \beta = 0.996$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{1.96 \times 10^6}{0.996 \times 130 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2.51cm²** Avec : **St=25cm**

✓ **Résumé du Ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
En travée	X-X	11.815	0,05	0,974	2.68	3.92	5HA10	25
	Y-Y	5.554	0,023	0.988	1.24	2.51	5HA8	25
Aux appuis	X-X	-4.17	0,018	0,991	0.93	2.51	5HA8	25
	Y-Y	-1.96	0,008	0.996	0.44	2.51	5HA8	25

Le panneau de dalle est soumise à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis

• **Vérification à L'E.L.U :**

✓ **Espacement des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable → L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

▪ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \longrightarrow St=25\text{cm} < [30\text{cm}; 25\text{cm}] \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St=25\text{cm} < \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Diamètre maximale des barres :**

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm.} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :**

▪ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour les : HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1.60}{2.80} = 0,57$$

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,57) / 2 = 0,000972$$

$$A_{\min} = 0,000972 \times (15 \times 100) = 1.458 \text{ cm}^2.$$

$A_x^t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.458 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,000972 \times (15 \times 100) = 1.458 \text{ cm}^2$$

$A_y^t = 2.51 > A_{\min} = 1.458 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

- ✓ **Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Pu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage

horizontal : $P_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(\mathbf{U} + \mathbf{V}) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 472,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$P_u = 121,5 \text{ KN} < P_c = 472,5 \text{ KN}$Condition vérifiée.

⇒ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

▪ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

▪ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P_u}{2x(U+V)} = \frac{121,5}{2x(1,05+1,05)} = 28,93 \text{ KN}$$

Donc : $T_u^{\max} = 38,57 \text{ KN}$.

$$T_u = \frac{38,57 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$\tau_n = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_n = 1,167 \text{ MPa}$ Vérifiée.

• **Vérification à L 'E LS :**

✓ **Superposition des moments :**

$$M_{sx} = 1.35 + 9.9 = 11.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 0.60 + 6.3 = 6.9 \text{ KN.m}$$

En travée: $\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0, 85 \times M_x = 0, 85 \times 11.25 = 9.56 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0, 85 \times M_y = 0, 85 \times 6.9 = 8.86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

En appuis: $\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0, 3 \times M_x = -0, 3 \times 11.25 = -3.375 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0, 3 \times M_y = -0, 3 \times 6.9 = -2.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

- **Ferraillage de la dalle :**

✓ **Dans le sens de la petite portée : XX**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.56 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.04 \quad ; \quad \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{9.56 \times 10^6}{0.980 \times 130 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3.92 cm²** Avec : **St=25 cm**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.375 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.0001 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.0001 \quad ; \quad \beta = 1.000$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{3.375 \times 10^6}{1 \times 130 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2.51 cm²** Avec : **St=25 cm**

✓ **Dans le sens de la petite portée Y-Y :**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.86 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.036 \quad ; \quad \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{8.86 \times 10^6}{0.982 \times 130 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA8 = 2.51 cm²** Avec : **St=25 cm**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.07 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.008 \quad ; \quad \beta = 0.996$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{2.07 \times 10^6}{0.996 \times 130 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA8= 2.51cm²

Avec : St=25cm

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

• **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x t}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec : M_x^t moment en travée dans le sens x-x.

M_{sx} moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{130} = 0.11 \geq \frac{9.56}{20 \times 11.25} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.375}{100 \times 13} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- ✓ **en travée**
 - Sens x-x : 5 HA10 avec un e= 25cm.
 - Sens y-y : 5HA8 avec un e =25cm.
- ✓ **en appuis**
 - Sens x-x : 5HA8 avec un e=25cm.
 - Sens y-y : 5 HA8 avec un e=25cm.

R.2.Ferraillage :

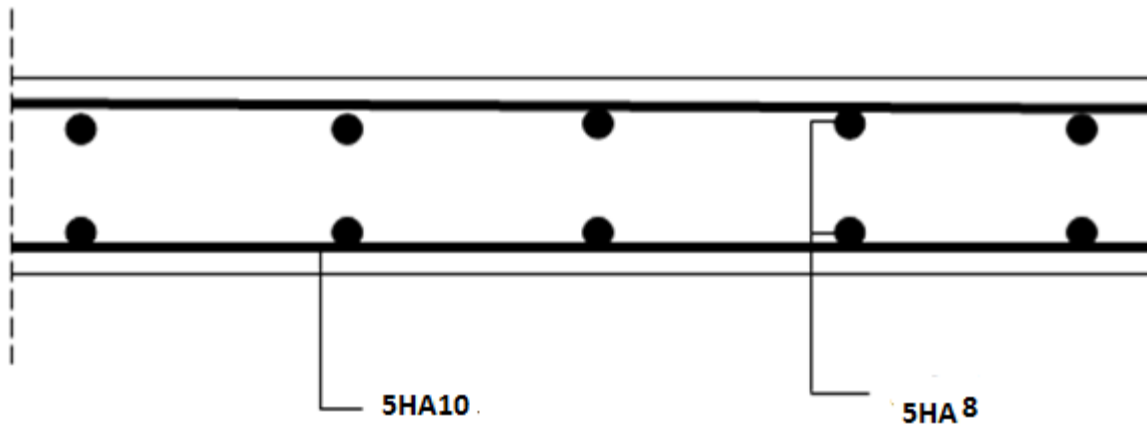


Figure 4 : Plan de ferraillage de la salle machine suivant x-x.

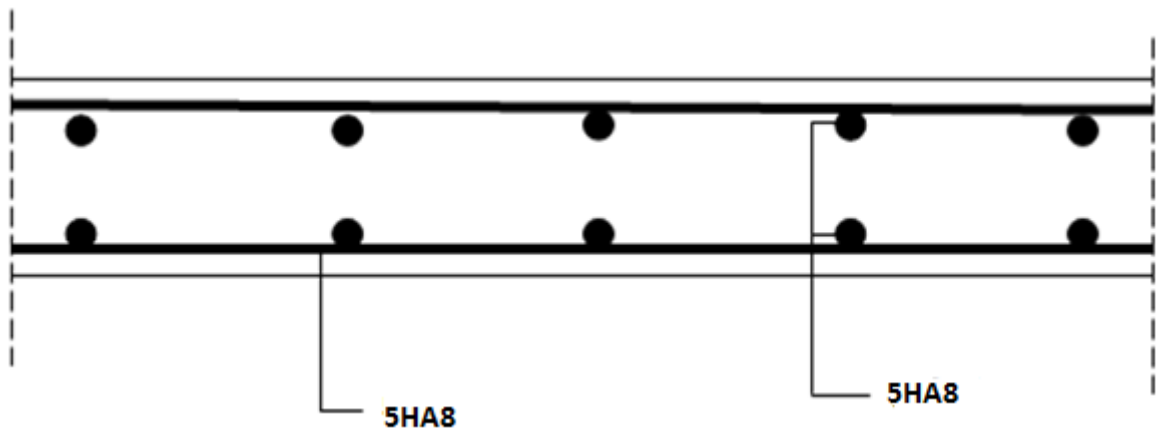


Figure 5 : Plan de ferraillage de la salle machine suivant y-y.

Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de toute structure. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de L'ouvrage.
- Du système poteaux poutres formant portiques d'étagés.
- Des cages d'escaliers et d'asseurs représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Notre structure est contreventée par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est cela nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique ; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économiques.

IV.1.Méthode de calcul :

On assure la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux par des voiles disposés suivant les deux sens.

- **Inerties des voiles :**

Il est à remarquer que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins.

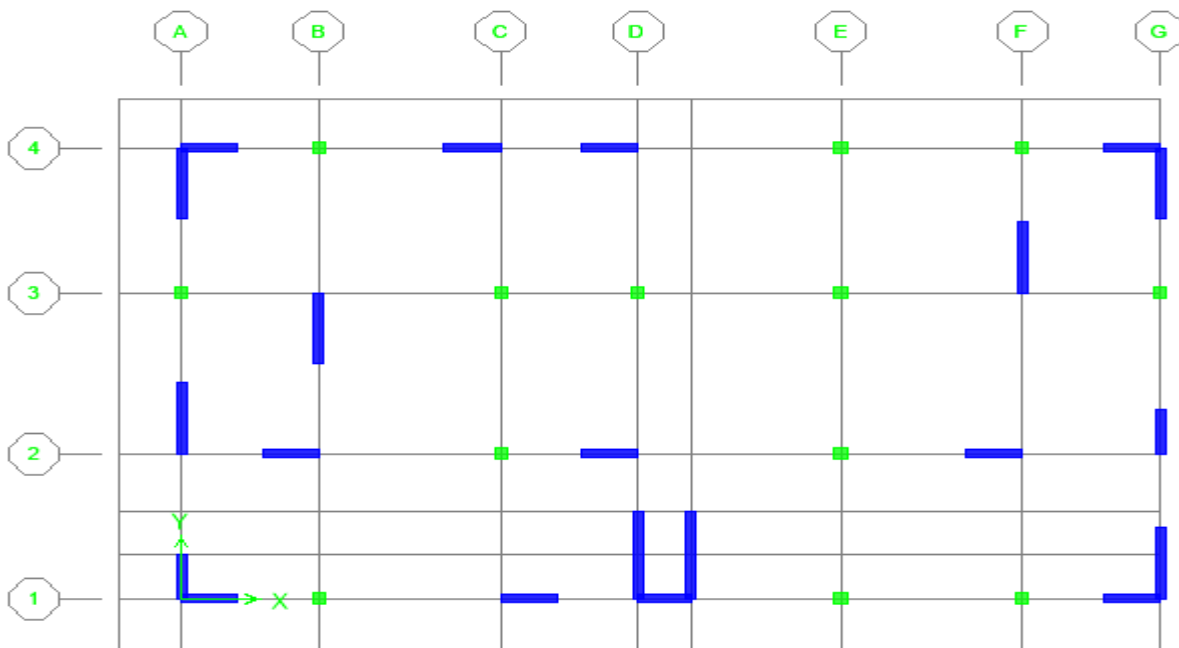


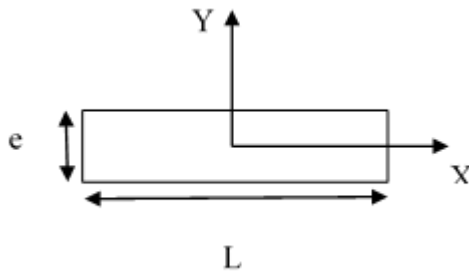
Figure 1 : Disposition des voiles dans les étages courants.

✓ Les refends longitudinaux : $I_x \ll I_y$ ($e \ll L$)

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends du sens y-y par rapport à l'axe x-x donc on prend I_y .

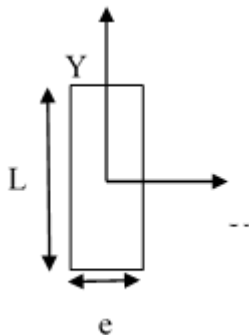


✓ Les refends transversaux : $I_y \ll I_x$ ($e \ll L$)

$$I_x = \frac{E L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L E^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends du sens x-x par rapport à l'axe y-y donc on prend I_x .



Remarque : La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent.

Note : Notre structure présente à la base un voile périphérique de soutènement, pour ne pas avoir l'influence de son inertie on détache cette étage de la structure, et on effectue le calcul on considère le reste des niveaux.

▪ **Tableau 1 : Inertie des voiles sens longitudinal x-x :**

Niveau		L	e	I _y	nombre d'étages	I _{ex} = ∑ I _x (m ⁴)
Du RDC jusqu'au 7 ^{eme} étages	VL1	1,40	0,25	0,057	10	0,63
	VL2	1,40	0,25	0,057		
	VL3	1,40	0,25	0,057		
	VL4	1,40	0,25	0,057		
	VL5	1,40	0,25	0,057		
	VL6	1,40	0,25	0,057		
	VL7	1,40	0,25	0,057		
	VL8	1,40	0,25	0,057		
	VL9	1,40	0,25	0,057		
	VL10	1,40	0,25	0,057		
	VL11	1,40	0,25	0,057		

▪ **Tableau 2 : Inertie des voiles sens transversal y-y :**

Niveau		L	e	I _x	nombre d'étages	I _{ey} = ∑ I _y (m ⁴)
De RDC jusqu'à 7 ^{eme} étages	VT1	2,20	0,25	0,22	10	2,25
	VT2	2,20	0,25	0,22		
	VT3	2,20	0,25	0,22		
	VT4	2,20	0,25	0,22		
	VT5	2,20	0,25	0,22		
	VT6	1,40	0,25	0,057		
	VT7	1,40	0,25	0,057		
	VT8	2,70	0,25	0,41		
	VT9	2,70	0,25	0,41		
	VT8	2,20	0,25	0,22		

• **Rigidités des portiques :**

✓ **Calcul des rigidités linéaires :**

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres «Poteaux forts -poutres faibles ».

$$K_{tn} = \frac{I_{tn}}{l_c} \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_c}$$

Avec :

- ✓ I_{pn} : Inertie des poteaux au niveau n
- ✓ I_{tn} : inertie des poutres au niveau n
- ✓ K_{tn} : (m³): Raideur des poutres
- ✓ K_{pn} : (m³): Raideur des poteaux
- ✓ h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_p$$

$$L_c = L + \frac{1}{2} \times h_p$$

- ✓ h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.
- ✓ L : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).
- ✓ h₀ : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.
- ✓ h_p : Hauteur de la poutre.
- ✓ e_p : Largeur des poteaux.
- ✓ L₀ : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.
- ✓ K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

▪ **Tableau 3 : Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal x-x :**

NIV	h ₀ (cm)	h (cm)	e _p /2 (cm)	h _c (cm)	I _{pn} (cm ⁴)	K _{pn} (cm ³)
6,7 ^{eme} étages	306	266	17,5	283,5	107 187,50	378,09
4,5 ^{eme} étages	306	266	20	286	186 666,67	652,68
2,3 ^{eme} étages	306	266	22,5	288,5	303 750	1052,86
1 ^{er}	306	266	25	291	468 750	1610,82
RDC	408	368	25	393	468 750	1192,75
S/SOL	357	317	25	342	468 750	1370,61

▪ **Tableau 4 : Rigidités des poteaux dans le sens transversal y-y :**

NIV	h ₀ (cm)	h (cm)	e _p /2 (cm)	h _c (cm)	I _{pn} (cm ⁴)	K _{pn} (cm ³)
6,7 ^{eme} étages	306	266	15	281	78750	280,25
4,5 ^{eme} étages	306	266	17,5	283,5	142 916,67	504,12
2,3 ^{eme} étages	306	266	20,0	286	240 000	839,16
1 ^{er}	306	266	22,5	288,5	379 687,50	1316,07
RDC	408	368	22,5	390,5	379 687,50	972,31
S/SOL	357	317	22,5	339,5	379 687,50	1118,37

▪ Tableau 5 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal x-x:

NIV	Travée	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	L (cm)	hp/2 (cm)	Lc (cm)	I _{tn} (cm ⁴)	K _{tn} (cm ³)
S/SOL, RDC, 1 étage	A-B	(25x40)	340	295	20	315	133 333,33	423,2804
	B-C		450	405		425		313,7255
	C-D		340	295		315		423,2804
	D-E		500	455		475		280,7017
	E-F		450	405		425		313,7255
	F-G		340	295		315		423,2804
2,3ème étage	A-B	(25x40)	340	300	20	320	133 333,33	416,6667
	B-C		450	410		430		310,0775
	C-D		340	300		320		416,6667
	D-E		500	460		480		277,7778
	E-F		450	410		430		310,0775
	F-G		340	300		320		416,6667
4,5ème étage	A-B	(25x40)	340	305	20	325	133 333,33	410,2564
	B-C		450	415		435		306,5134
	C-D		340	305		325		410,2564
	D-E		500	465		485		274,9141
	E-F		450	415		435		306,5134
	F-G		340	305		325		410,2564
6,7ème étage	A-B	(25x40)	340	310	20	330	133 333,33	404,0404
	B-C		450	420		440		303,0303
	C-D		340	310		330		404,0404
	D-E		500	470		490		272,1088
	E-F		450	420		440		303,0303
	F-G		340	310		330		404,0404

▪ Tableau 7 : Rigidités des poutres dans le sens transversal y-y:

NIV	Travée	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	L (cm)	hp/2 (cm)	Lc (cm)	I _{tn} (cm ⁴)	K _{tn} (cm ³)
S/SOL, RDC, 1 étage	A-B	(25x40)	450	400	20	420	133 333,33	317,460
	B-C		500	450		470		283,687
	C-D		450	400		420		317,460
2,3ème étage	A-B	(25x40)	450	405	20	425	133 333,33	313,725
	B-C		500	455		475		280,701
	C-D		450	405		425		313,725
4,5ème étage	A-B	(25x40)	450	410	20	430	133 333,33	310,077
	B-C		500	460		480		277,777
	C-D		450	410		430		310,077

6,7ème étage	A-B	(25x40)	450	415	20	435	133 333,33	306,513
	B-C		500	465		485		274,914
	C-D		450	415		435		306,513

• Interaction voiles-portiques :

A partir l’ouvrage d’Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l’inertie des voiles à celle des 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 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l’ouvrage, sous l’effet du même système de forces horizontales. En fixant l’inertie du refend à 1m⁴, il sera alors possible d’attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une «inertie fictive» puisque, dans l’hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

✓ Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches des refends dont l’inertie **I=1m⁴** soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des airs».

La flèche que prendrait un refend au niveau ‘i’ suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

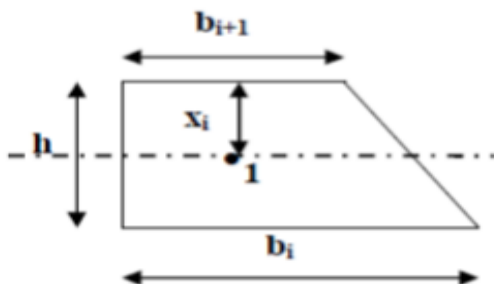
$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec: S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d’un trapèze à sa plus petite base : $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$



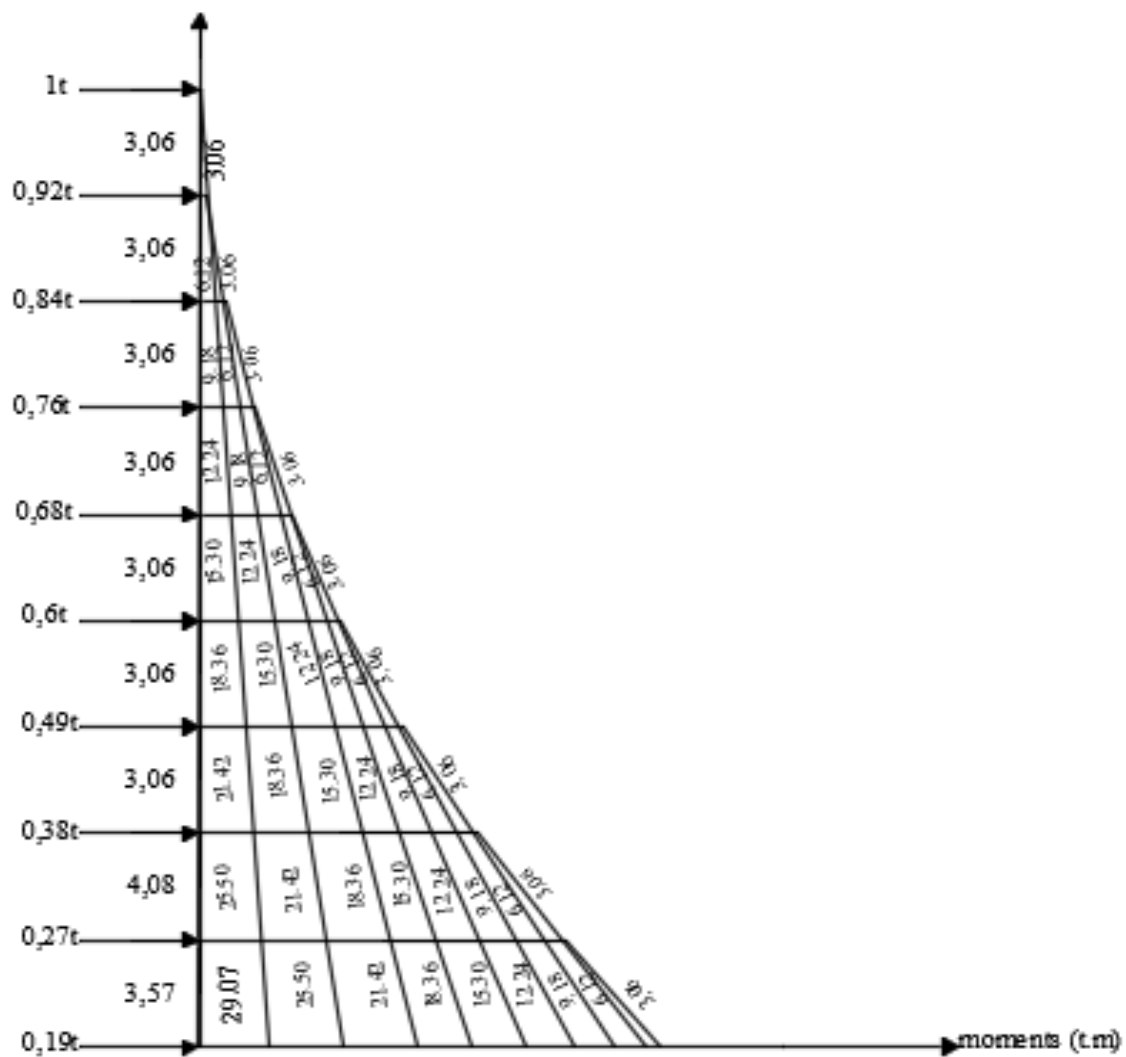


Figure 2 : diagramme des moments

- Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Niveaux	hi(m)	bi(m)	bi+1(m)	$S_i(m^2)$	$d_i(m)$	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EIf_i$
7	3,06	3,06	0	4,681	2,04	9,55087	2756,310
6	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,4281	2746,760
5	3,06	18,36	9,18	42,136	1,7	71,6315	2713,331
4	3,06	30,6	18,36	74,908	1,657	124,161	2641,700
3	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,017	2517,539
2	3,06	64,26	45,9	168,545	1,615	272,2	2326,521
1	3,06	85,68	64,26	229,408	1,602	367,709	2054,321
RDC	4,08	111,18	85,68	401,594	2,128	854,626	1686,613
S/Sol	3,57	140,25	111,18	448,803	1,853	831,987	831,987

Tableau 8 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Nous aurons :

$$F_{S/SOL} = \frac{S1 \times D1}{EI} = \frac{448,803 \times 1,853}{EI} = \frac{831,987}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{S2 \times d2 + S1 \times d1}{EI} = \frac{1686,613}{EI}$$

.

.

f_8

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

✓ **Calcul des déplacements des portiques :**

▪ **Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec:

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \Sigma K_{pot}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

✓ $M_n = T_n \times h_e$

✓ M_n : Moment d'étage:
 h_e : Hauteur d'étage.

✓ T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

✓ ΣK_{pot} : La somme des raideurs des poteaux au niveau n

✓ $E\theta$: Rotation d'étage

▪ **Le déplacement des portiques au niveau « i » :**

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

▪ **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

▪ **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :**

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

▪ **La rotation d'un poteau des étages courants :**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

I_{tn} = inertie des poutres au niveau n

Avec :

- ✓ K_{tn} : Raideur des poutres
- ✓ K_{pn} : Raideur des poteaux
- ✓ L : portée libre des poutres
- ✓ H : portée libre de la poutre

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent.

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à (1 tonne) de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontale (1 tonne à chaque niveau).

- **L'inertie fictive des portiques est donnée par :**

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec : I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

Tableau 9 : Inertie fictive sens longitudinal x-x :

NIV	portique	Mn	Mn+1	$\Sigma K_{pn}.10^{-6}$	$\Sigma K_{tn}.10^{-6}$	E Θ_n	E ψ_n	Δ_n	Δ_i	E f_i (m)	I e_i (m ⁴)
S/SOL	A-B	140,25	111,18	1370,61	423,2804	19490,7738	18272,612	65233,2249	626102,399	831,987	0,001
	B-C	140,25	111,18	1370,61	313,7255	24480,4799	30512,852	108930,881			
	C-D	140,25	111,18	1370,61	423,2804	19490,7738	30512,852	108930,881			
	D-E	140,25	111,18	1370,61	280,7017	26527,5783	31536,4012	112584,952			
	E-F	140,25	111,18	1370,61	313,7255	24480,4799	34031,2542	121491,577			
	F-G	140,25	111,18	1370,61	423,2804	19490,7738	30512,852	108930,881			
RDC	A-B	111,18	85,68	1192,75	423,2804	19378,4073	27202,3541	110985,605	760146,164	1686,613	0,002
	B-C	111,18	85,68	1192,75	313,7255	26145,4679	30529,7012	124561,181			
	C-D	111,18	85,68	1192,75	423,2804	19378,4073	30529,7012	124561,181			
	D-E	111,18	85,68	1192,75	280,7017	29221,4119	32067,6732	130836,107			
	E-F	111,18	85,68	1192,75	313,7255	26145,4679	35451,2035	144640,91			
	F-G	111,18	85,68	1192,75	423,2804	19378,4073	30529,7012	124561,181			
1	A-B	85,68	64,26	1610,82	423,2804	14759,7196	21501,5885	65794,8608	413920,653	2054,321	0,005
	B-C	85,68	64,26	1610,82	313,7255	19913,9056	21769,3376	66614,1732			
	C-D	85,68	64,26	1610,82	423,2804	14759,7196	21769,3376	66614,1732			
	D-E	85,68	64,26	1610,82	280,7017	22256,7231	22940,7464	70198,6839			
	E-F	85,68	64,26	1610,82	313,7255	19913,9056	25517,8394	78084,5885			
	F-G	85,68	64,26	1610,82	423,2804	14759,7196	21769,3376	66614,1732			
2	A-B	64,26	45,9	1052,86	416,6667	11015,9991	17974,0056	55000,4573	341392,682	2326,521	0,007
	B-C	64,26	45,9	1052,86	310,0775	14802,7509	17995,5213	55066,2953			
	C-D	64,26	45,9	1052,86	416,6667	11015,9991	17995,5213	55066,2953			
	D-E	64,26	45,9	1052,86	277,7778	16523,9987	18856,1452	57699,8043			
	E-F	64,26	45,9	1052,86	310,0775	14802,7509	20749,5211	63493,5346			
	F-G	64,26	45,9	1052,86	416,6667	11015,9991	17995,5213	55066,2953			
	A-B	45,9	30,6	1052,86	416,6667	7649,99939	12965,9609	39675,8404	240103,338	2517,539	

3	B-C	45,9	30,6	1052,86	310,0775	10279,6881	12597,8054	38549,2846			0,01
	C-D	45,9	30,6	1052,86	416,6667	7649,99939	12597,8054	38549,2846			
	D-E	45,9	30,6	1052,86	277,7778	11474,9991	13195,4609	40378,1103			
	E-F	45,9	30,6	1052,86	310,0775	10279,6881	14510,3053	44401,5341			
	F-G	45,9	30,6	1052,86	416,6667	7649,99939	12597,8054	38549,2846			
4	A-B	30,6	18,36	652,68	410,2564	4972,50012	10218,2179	31267,7469	31267,7469	2641,7	0,01
	B-C	30,6	18,36	652,68	306,5134	6655,50022	9720,96836	29746,1632			
	C-D	30,6	18,36	652,68	410,2564	4972,50012	9720,96836	29746,1632			
	D-E	30,6	18,36	652,68	274,9141	7420,49971	10103,4681	30916,6124			
	E-F	30,6	18,36	652,68	306,5134	6655,50022	10944,9682	33491,6026			
	F-G	30,6	18,36	652,68	410,2564	4972,50012	9720,96836	29746,1632			
5	A-B	18,36	9,18	652,68	410,2564	2797,03132	6228,94664	19060,5767	19060,5767	2713,331	0,03
	B-C	18,36	9,18	652,68	306,5134	3743,71887	5614,55601	17180,5414			
	C-D	18,36	9,18	652,68	410,2564	2797,03132	5614,55601	17180,5414			
	D-E	18,36	9,18	652,68	274,9141	4174,03109	5829,71212	17838,9191			
	E-F	18,36	9,18	652,68	306,5134	3743,71887	6303,0559	19287,351			
	F-G	18,36	9,18	652,68	410,2564	2797,03132	5614,55601	17180,5414			
6	A-B	9,18	3,06	378,09	404,0404	1262,25001	4052,96845	12402,0834	67119,1346	2746,76	0,04
	B-C	9,18	3,06	378,09	303,0303	1683,00002	3495,95279	10697,6155			
	C-D	9,18	3,06	378,09	404,0404	1262,25001	3495,95279	10697,6155			
	D-E	9,18	3,06	378,09	272,1088	1874,2503	3591,57794	10990,2285			
	E-F	9,18	3,06	378,09	303,0303	1683,00002	3801,95294	11633,976			
	F-G	9,18	3,06	378,09	404,0404	1262,25001	3495,95279	10697,6155			
7	A-B	3,06	0	378,09	404,0404	315,562503	1463,34885	4477,84748	20736,8532	2756,31	0,13
	B-C	3,06	0	378,09	303,0303	420,750004	1042,59885	3190,35247			
	C-D	3,06	0	378,09	404,0404	315,562503	1042,59885	3190,35247			
	D-E	3,06	0	378,09	272,1088	468,562575	1066,50513	3263,5057			

	E-F	3,06	0	378,09	303,0303	420,750004	1119,09888	3424,44258			
	F-G	3,06	0	378,09	404,0404	315,562503	1042,59885	3190,35247			

▪ Tableau 10 : Inertie fictive sens transversal y-y :

NIV	portique	Mn	Mn+1	$\Sigma K_{pn}.10^{-6}$	$\Sigma K_{tn}.10^{-6}$	E Θ_n	E ψ_n	Δ_n	Δ_i	Ef _i (m)	I _{ei} (m ⁴)
S/SOL	A-B	140,25	111,18	1118,37	317,46	25510,9185	23205,9363	82845,192	347770,79	831,987	0,002
	B-C	140,25	111,18	1118,37	283,687	27796,9776	37104,4251	132462,8			
	C-D	140,25	111,18	1118,37	317,46	25510,9185	37104,4251	132462,8			
RDC	A-B	111,18	85,68	972,31	317,46	25837,9008	35203,2636	143629,32	444772,15	1686,613	0,004
	B-C	111,18	85,68	972,31	283,687	28913,9086	36904,7587	150571,42			
	C-D	111,18	85,68	972,31	317,46	25837,9008	36904,7587	150571,42			
1	A-B	85,68	64,26	1316,07	317,46	19679,6447	28184,0161	86243,089	247054,17	2054,321	0,008
	B-C	85,68	64,26	1316,07	283,687	22022,5107	26276,321	80405,542			
	C-D	85,68	64,26	1316,07	317,46	19679,6447	26276,321	80405,542			
2	A-B	64,26	45,9	839,16	313,725	14630,6479	23536,5277	72021,775	205882,48	2326,521	0,01
	B-C	64,26	45,9	839,16	280,701	16351,9189	21872,6648	66930,354			
	C-D	64,26	45,9	839,16	313,725	14630,6479	21872,6648	66930,354			
3	A-B	45,9	30,6	839,16	313,725	10160,1721	16953,5396	51877,831	145611,54	2517,539	0,02
	B-C	45,9	30,6	839,16	280,701	11355,4993	15315,9653	46866,854			
	C-D	45,9	30,6	839,16	313,725	10160,1721	15315,9653	46866,854			
4	A-B	30,6	18,36	504,12	310,077	6579,01102	13427,911	41089,408	114650,8	2641,7	0,02
	B-C	30,6	18,36	504,12	277,777	7344,02056	12019,8352	36780,696			
	C-D	30,6	18,36	504,12	310,077	6579,01102	12019,8352	36780,696			
5	A-B	18,36	9,18	504,12	310,077	3700,6937	8174,84403	25015,023	67554,19	2713,331	0,04
	B-C	18,36	9,18	504,12	277,777	4131,01157	6950,8443	21269,584			

CHAPITRE IV

ETUDE DE CONTREVENTEMENT

	C-D	18,36	9,18	504,12	310,077	3700,6937	6950,8443	21269,584			
6	A-B	9,18	3,06	280,25	306,513	1663,87723	5411,99108	16560,693	44034,64	2746,76	0,06
	B-C	9,18	3,06	280,25	274,914	1855,1256	4489,20703	13736,974			
	C-D	9,18	3,06	280,25	306,513	1663,87723	4489,20703	13736,974			
7	A-B	3,06	0	280,25	306,513	415,969306	1949,82514	5966,4649	14227,102	2756,31	0,20
	B-C	3,06	0	280,25	274,914	463,781401	1349,77723	4130,3183			
	C-D	3,06	0	280,25	306,513	415,969306	1349,77723	4130,3183			

✓ moyennes des portiques :

- Tableau 11 : Inertie moyennes sens longitudinal x-x :

NIVEAU	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S/sol
$I_{ex}(m^4)$	0,13	0,04	0,03	0,01	0,01	0,007	0,005	0,002	0,001
$I_{moy}(m^4)$	0,36								

- Tableau 12 : Inertie moyennes sens transversal y-y :

NIVEAU	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S/sol
$I_{ey}(m^4)$	0,20	0,06	0,04	0,02	0,02	0,01	0,008	0,004	0,002
$I_{moy}(m^4)$	0,24								

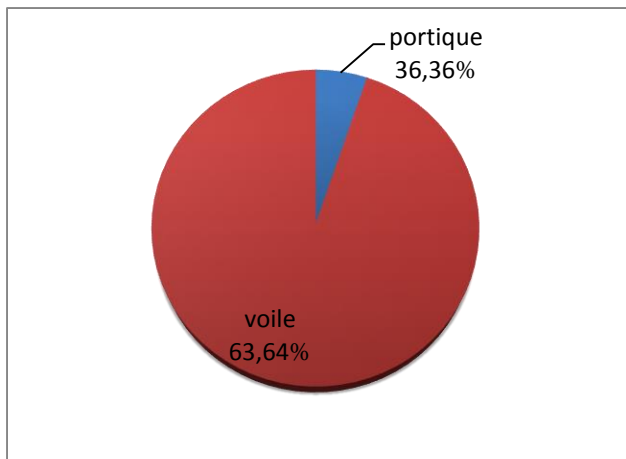
✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- Tableau 13 : pourcentage des inerties sens longitudinal x-x :

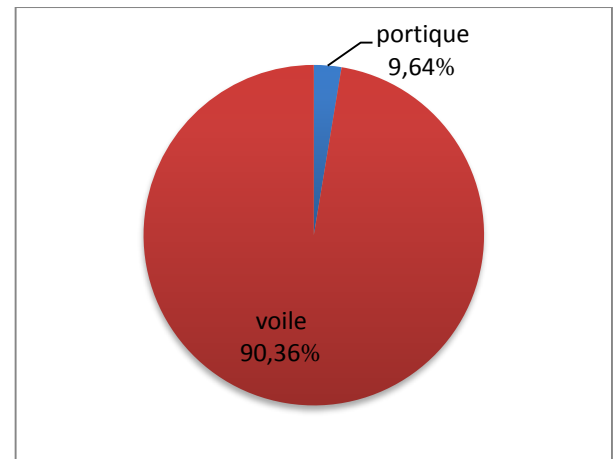
	I_{moy} par niveau (m^4)	%de participation
Portiques	0,36	36,36 %
Voile	0,63	63,64 %
Somme	0,99	100%

- Tableau 14 : pourcentage des inerties sens transversal y-y :

	I_{moy} (m^4)	%de participation
Portiques	0,24	9,64%
Voile	2,25	90,36%
Somme	2,49	100%



Sens longitudinal x-x



sens transversal y-y

Remarque :

D'après les résultats on conclut que 63.64% des forces sismiques sont reprises par les voiles et 36.36% sont reprises par les portiques dans le sens longitudinal, et 90.36% des forces sismiques sont reprises par les voiles et 9.64% sont reprises par les portiques dans le sens transversal.

Conclusion :

On conclut que le système de contreventement est un contreventement mixte.

D où la valeur de R est donnée par le **Tableau 4.3.RPA99 révisé 2003** est **R= 3.5**

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP. .etc.**

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version 9.6.0

V.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

V.2. Rappel :

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : noeud.
- Frame : portique
- Elément : élément
- Restraints : degré de liberté
- Loads : charges
- Uniformed loads : charge uniformément répartie.
- Matériels : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : fer
- Frame section : coffrage
- Column : poteaux
- Beam : poutres

V.3.Étapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec **10 niveaux** (RDC+7 étages + 1 sous-sols +ascenseur) encastrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaire sont introduits comme charges (escaliers...).

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 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- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Étapes de modélisations :

- **Première étape :**

Elle consiste à **spécifier la géométrie de la structure** à modéliser.

- ✓ **Choix des unités :**

L'utilisateur dispose d'une liste déroulante à la partie inférieure droite de la barre d'état, où il doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS (**KN.m**)



- ✓ **Choix d'un nouveau modèle :**

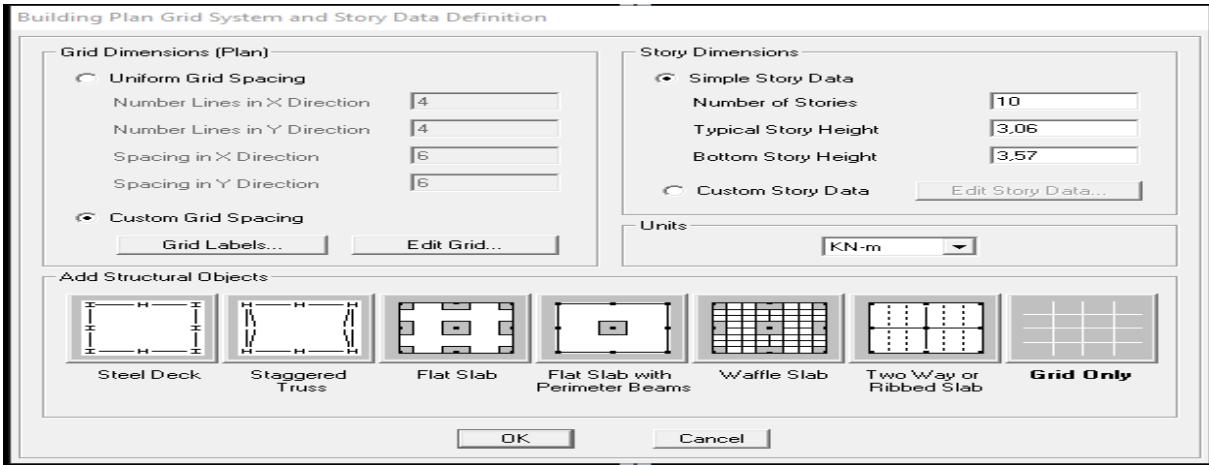
Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau modèle en cliquant sur **File** → **« New Model »** ou en utilisant le raccourci **« Ctrl+N »**. Une boîte de dialogue intitulée **« New Model Initialisation »** apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :

- **« Choose. edb »** : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- **« Default. edb »** : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- **« No »** : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

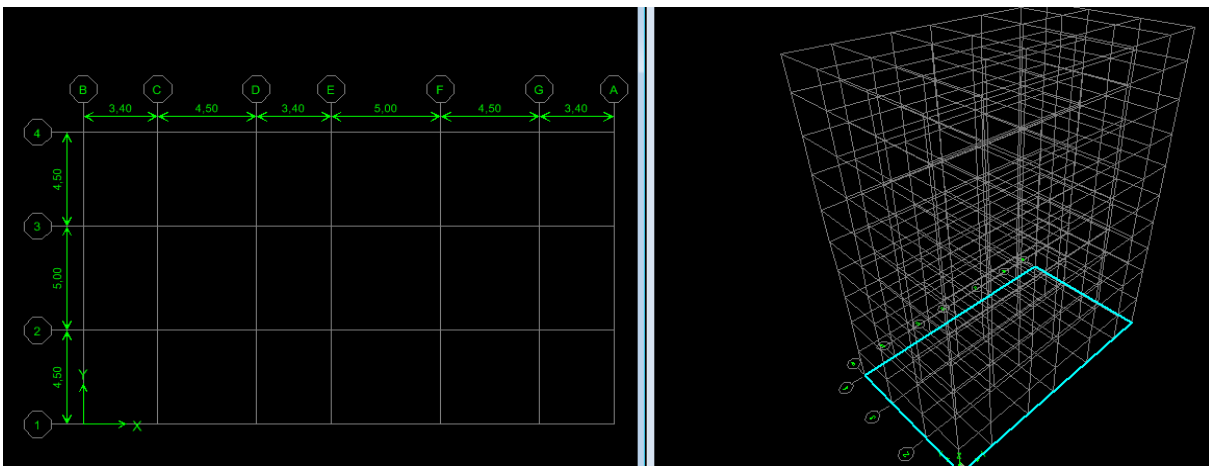
- ✓ **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction
- Le nombre d'étage → Number of stories ;
- La hauteur d'étage courant → typical story height ;
- La hauteur d'étage en bas → bottom story height.



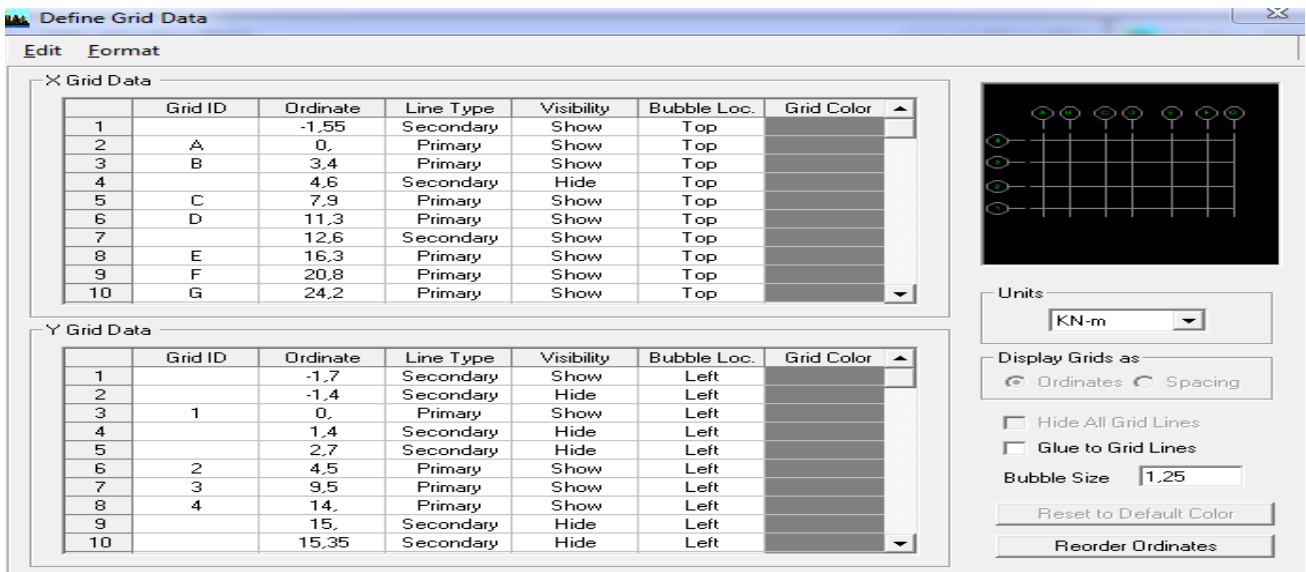
On observe notre structure dans les deux fenêtres, une en plan, et l'autre en 3d



✓ **Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit on choisit **Edit grid data**

- On coche la case Spacing
- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec ok



En sélectionnant « **OTHER** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Pour le matériau « **OTHER** », la masse volumique et le poids volumique sont pris égale à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.

The screenshot shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

- Material Name:** OTHER1
- Display Color:** Blue
- Type of Material:** Isotropic (selected), Orthotropic
- Type of Design:** Concrete
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0,
 - Weight per unit Volume: 0,
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete:
 - Shear Strength Reduc. Factor: [empty]

Remarque :

Le matériau « **BETON** » est affecté aux poteaux, poutres et voiles le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total »).

- **Troisième étape :**

Affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalle, voile...).

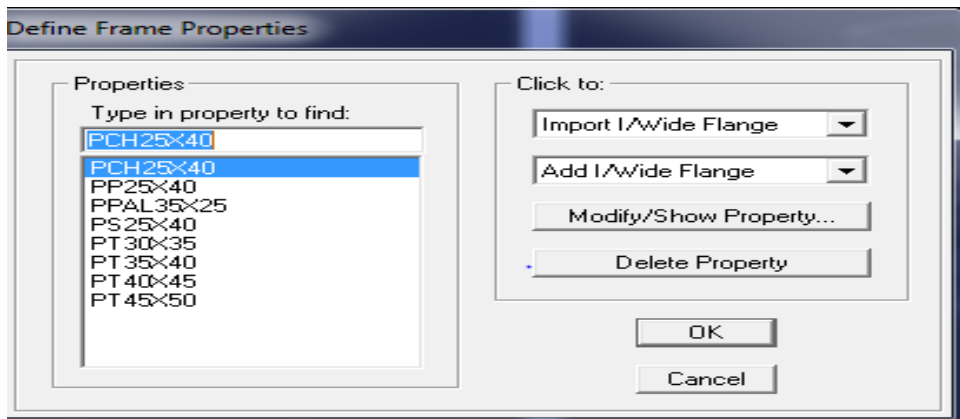
- ✓ **Les démarches à suivre sont :**

- **Pour les poteaux et les poutres :**

- **Define** —→ **frame sections**
- **Icône properties** _ on sélection tout **_delete property**
- **Icône click to** _ « **Add rectangular** » pour la section de poutre et des poteaux.

Remarque :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :
 Pour les **poteaux** _ **column**, et pour les **poutres** _ **Beam**.



- Pour les plancher en corps creux, dalle pleine :

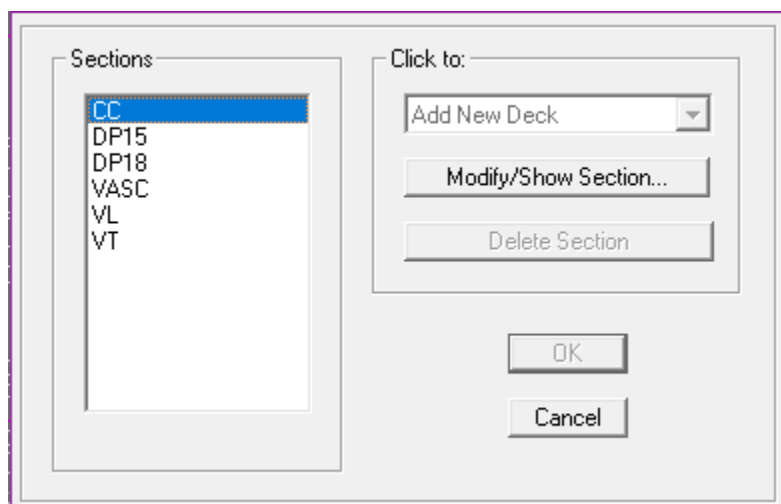
Define → all /slab/deck section → add ne slab

- Pour les voiles :

Define → all /slab/deck section → add ne all

Remarque : On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

- Élément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.
- Élément membran : il est utilisé pour les éléments minces.
- Élément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

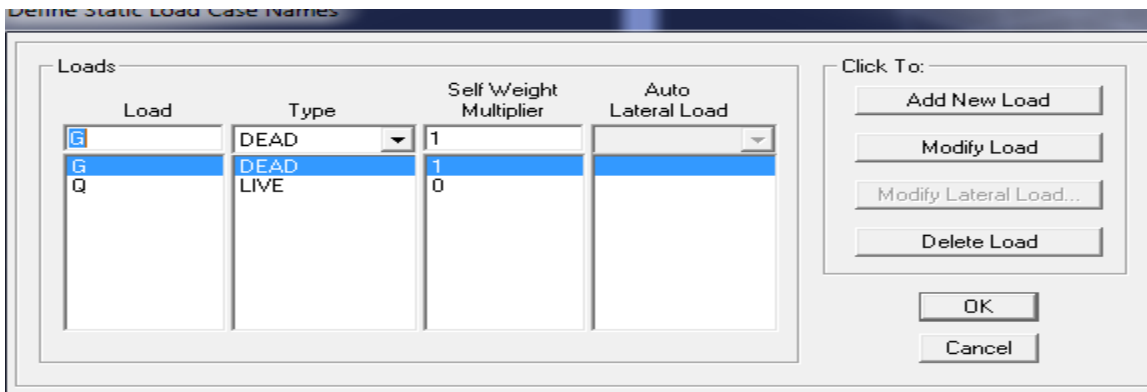


- Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée

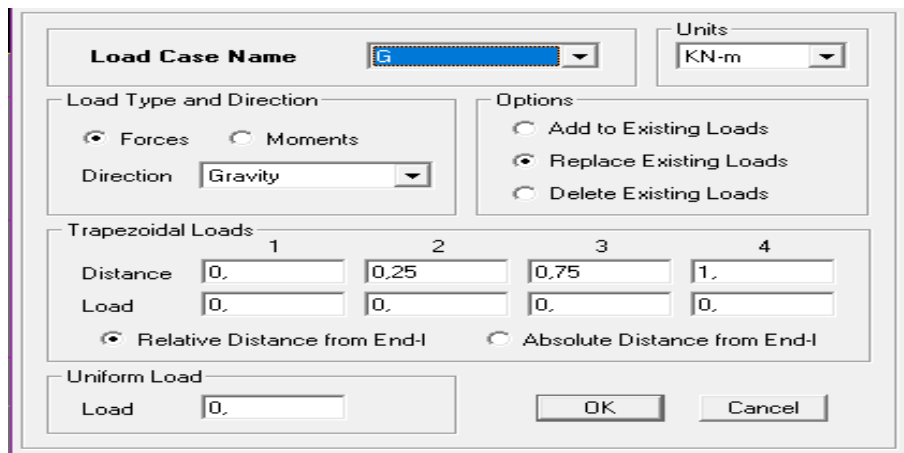
- ✓ Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define → Static Load Cases



✓ **Chargement des poutres :**

Chargement des poutres, Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur L'icône



• **Cinquièmes étapes :**

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes :

✓ **Définition du spectre de réponse**

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application **RPA** externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

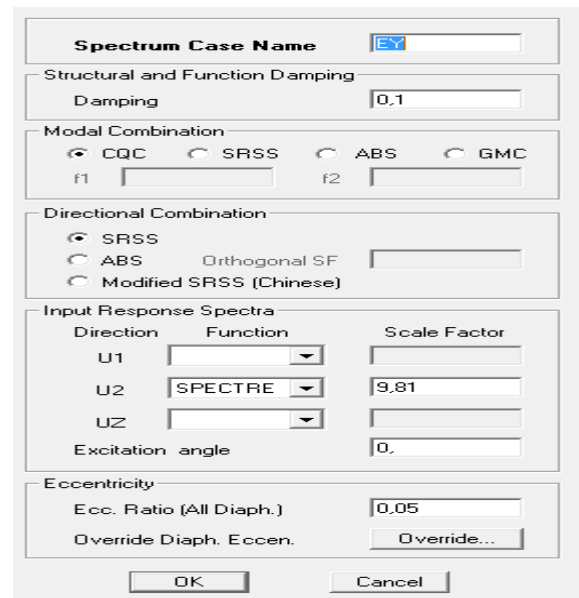
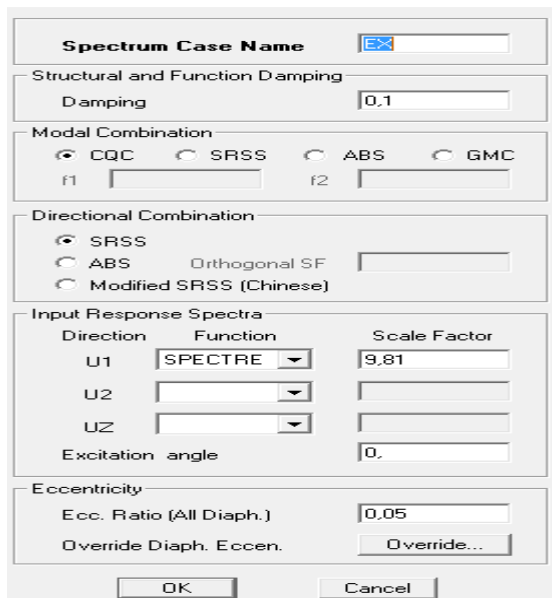
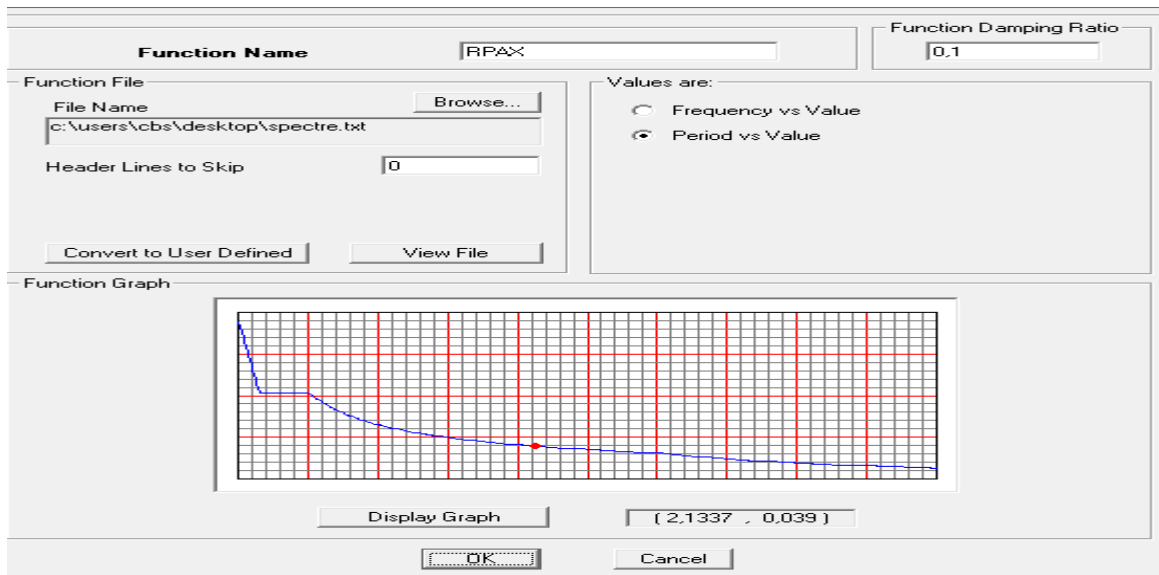
Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Texte pour être importé dans ETABS par la suite.

✓ **introduction du spectre**

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant
Define → **Response Spectrum Functions** → **Add spectrum from file**


Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey**, pour cela on clique sur :

Define → **reponses spectrum cases** → **add ne spectrum**



• Sixième étape :

Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

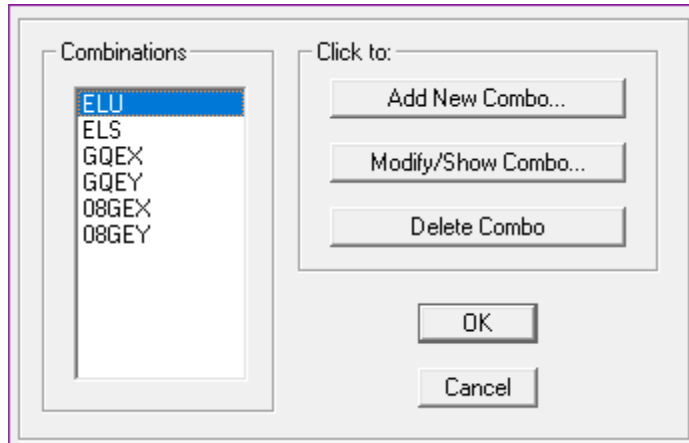
On clique sur : **Define** → **Load combinations** ou bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur → **Add New Combo**, on aura à introduire les :

✓ Les combinaisons du BAEL :

- Etat limite ultime : $1.35G + 1.5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$

✓ **Les combinaisons de l’RPA :**

- GQEx : G+Q±Ex
- GQEy: G+Q±Ey
- 0,8GEx : 0,8G±Ex
- 0,8GEy : 0,8G±Ey



• **Septième étape :**

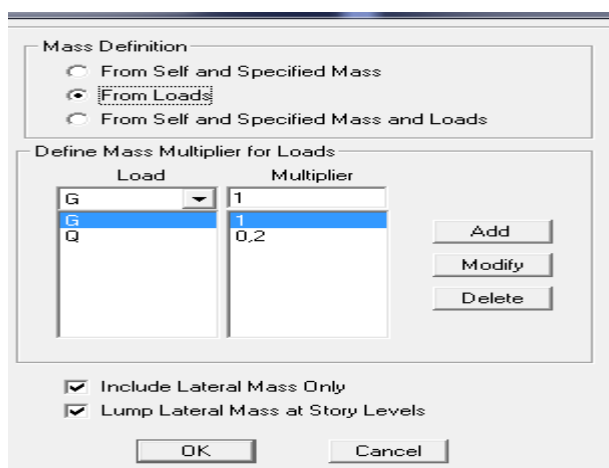
✓ **Définir l’action sismique :**

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 :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d’après le RPA → $\beta=0.2$

L’instruction à suivre : **Define**→ **masse source** ou bien on clique sur cette icône



• **Huitième étape :**

✓ **Spécifier les conditions aux limites :**

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

▪ **APPUIS :**

Les voiles sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **la base** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**



▪ **Diaphragme :**

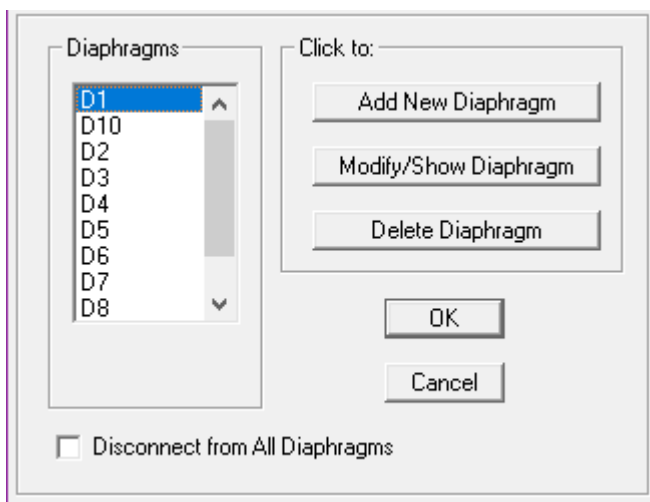
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

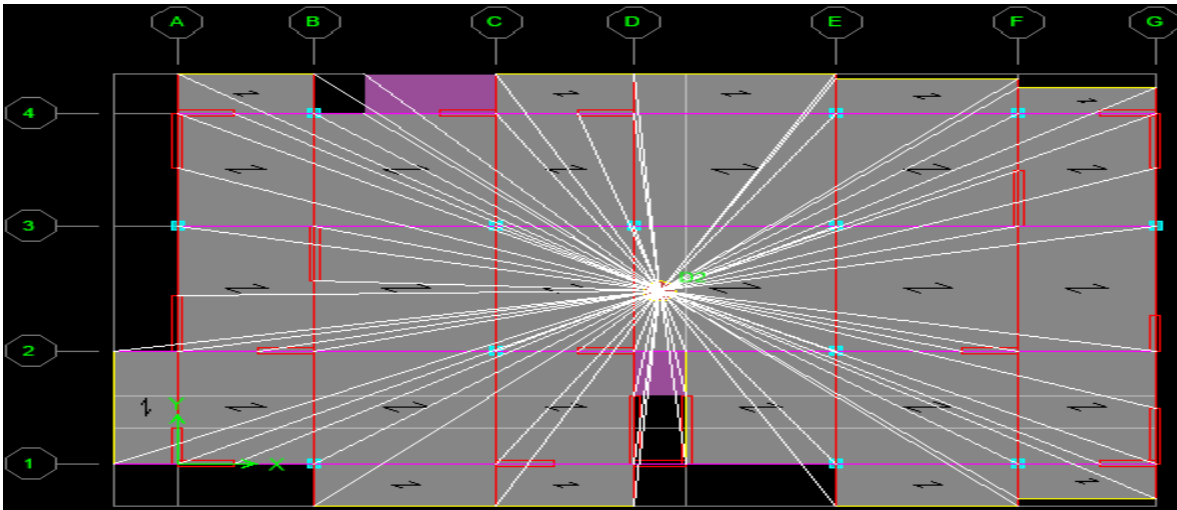
Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.

La fenêtre suivante s'affiche :

Choisir D1 => OK



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.



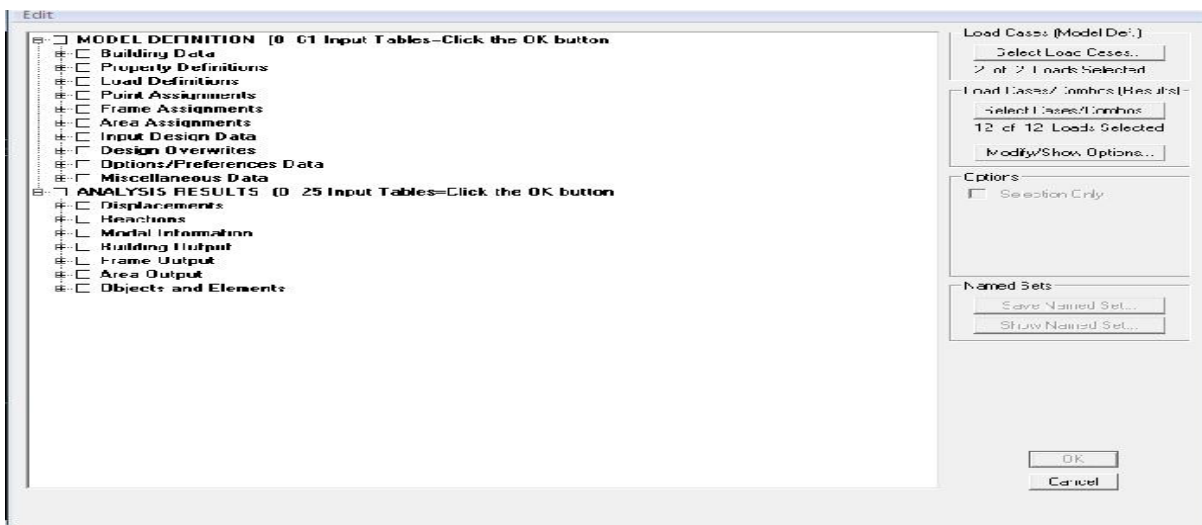
• étape 9 :

✓ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

✓ **Visualisation des résultats :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».



✓ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

✓ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et Sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

✓ **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 appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy.

✓ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

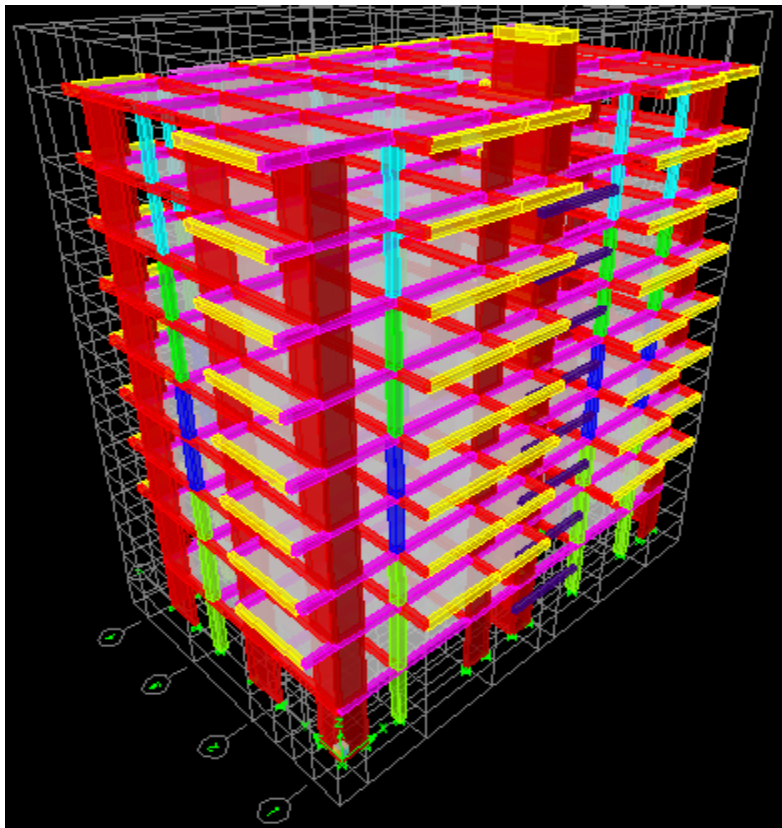
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

✓ **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 **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Conclusion :

Comme on voit le logiciel **ETABS** facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser et d'interpréter : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc.

Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie, accumulée, dans la croûte terrestre. Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses. Ces dernières engendrent d'importants dégâts et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister avec succès aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises, c'est pourquoi, elles doivent être conçues et construites conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable ; ainsi de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartie au niveau de chaque plancher.

L'étude sismique peut se faire avoir (3) méthodes différentes :(RPA.99)

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.5.Choix de la méthode de calcul :

- **La méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II-a et à 30m en zones II-b et III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaire suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a : groupe d'usage 3

- ✓ groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III :

- ✓ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le **RPA 99 (Art 4.1.2)**.

- **Méthode d'Analyse Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. **(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)**

- **Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

(RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

- Notre structure répond aux conditions exigées par le **RPA99/version 2003**.

Donc on utilise : **La méthode statique équivalente**.

- ✓ **Classification de l'ouvrage :**

Selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commercial, dont la hauteur $H = 29,07 \text{ m} < 48\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi ouzou (Zone **IIa**).

V.6.Vérifications selon les exigences du RPA :

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculé par des méthodes analytiques ou numériques **(ART 4.24RPA99/version2003)**

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(CT \cdot h_n^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n dans notre cas **h_n = 29,07 m**.

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

[Tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas **CT=0.05**.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas : **D_x = 24,65 m**

D_y = 14,45 m.

Donc : $T_1 = 0,05 \times (29,07)^{3/4} = \mathbf{0,63 \text{ s}}$

$$T_{2x} = \frac{(0,09 \times 29,07)}{\sqrt{24,65}} = \mathbf{0,53 \text{ s}}$$

$$T_{3y} = \frac{(0,09 \times 29,07)}{\sqrt{14,45}} = \mathbf{0,69 \text{ s}}$$

Temperique = $\min (0,63 ; 0,53 ; 0,69) = \mathbf{0,53 \text{ s}}$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur ‘‘D’’ est déterminée dans le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Avec : $1,3T_{empirique} = 0,69 \text{ s} < T_{analytique} = 0,92 \text{ s}$

Donc : $T = 1,3T_{empirique} = 0,69 \text{ s}$

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Avec : $1,3T_{empirique} = 0,69 \text{ s} < T_{analytique} = 0,92 \text{ s}$

Donc : $T = 1,3T_{empirique} = 0,69 \text{ s}$

- **Pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). **(Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)**

Les étapes à suivre pour afficher les résultats sur etabs :

Display —→ **show table**

Un tableau s'affiche on coche les cases suivantes :

Analyses results —→ **modal information** —→ **building modal information** —→ **modal participating mass ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases /comb —→ **ok** —→ **ok**

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,919748	75,4124	0,3781	0,9217	75,4124	0,3781	0,9217
2	0,839696	0,486	73,137	0,2756	75,8984	73,5151	1,1973
3	0,648689	0,8298	0,2948	73,4002	76,7282	73,8099	74,5975
4	0,26565	12,6484	0,0022	0,1113	89,3766	73,8122	74,7088
5	0,215804	0,0045	14,4299	0,1598	89,3811	88,2421	74,8686
6	0,170002	0,1112	0,2568	14,153	89,4923	88,4989	89,0216
7	0,122591	4,1808	0	0,0226	93,673	88,4989	89,0442
8	0,090546	0	4,8738	0,1019	93,6731	93,3727	89,146
9	0,072721	0,0005	0,1204	4,64	93,6736	93,4931	93,786
10	0,070038	2,1372	0,0005	0,0352	95,8108	93,4935	93,8213
11	0,049152	0,0045	2,3808	0,0557	95,8153	95,8743	93,877
12	0,046711	0,9885	0,0266	0,0875	96,8038	95,9009	93,9645
13	0,041676	0,5783	0,0237	0,5681	97,382	95,9246	94,5325
14	0,039221	0,0532	0,032	1,6469	97,4352	95,9566	96,1794

Tableau 1 : Pourcentage de la participation de la masse modale

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % à partir de 8eme mode :

- Sens xx : 75,41 % une translation suivant x.
- Sens yy : 73,14 % une translation suivant y.
- Sens zz : 73,40 % une rotation suivant z.

Donc la condition du RPA est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

- ✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Art.4.1 RPA 99/V2003})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : groupe d'usage et la zone sismique :

Groupe d'usage 2 d'après le tableau (Tab 4.14.1 de RPA99V2003)

$$\text{Zone sismique : IIa} \\ A = 0,15$$

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.

Ou bien (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 Version 2003.)

$$M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$$

Avec : M_i : La masse totale du niveau i.

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003 $\rightarrow \beta = 0.2$

Poids total de la structure, donné par ETABS est : $W = 34\,951,60\text{ KN}$.

Les étapes à suivre pour afficher les résultats sur etabs :

Display → show tables

Un tableau s affiche, et on choisit :

Analyses results → building output → tables ; story shears

On définit les combinaisons en cliquant sur :

Select cases /com → poids comb → ok → ok

R : coefficient de comportement global de la structure. $R=3,5$

D : facteur d’amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : période fondamental de la structure.

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

La nature du sol : Site 3 : $T_2 = 0,5$ [s] (Site meuble).

η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ (%) : pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif,

Donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

Remarque : Notre structure est composée de portiques et de voiles, donc le coefficient d’amortissement prend une valeur intermédiaire (entre voiles et portiques).

$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta : 0,82$

$T_2 < T_{ETABS} < 3,0$ [sec]

Alors : $D = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 (0,5/0,92)^{2/3} = 1,35$

Q : facteur de qualité selon le RPA 99/modifié 2003 D’après le Tableau 4.4

Il 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 : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le **tableau4.4/RPA99**

Tableau 2 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Critère q »	Pénalité P _q sens x-x	Pénalité P _q sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Régularité en élévation :

- Système de contreventement continu.
- Étages identiques et pas de différence de rigidité.
- Pas de décrochements en élévation.

Le critère est observé 0,00 4 P =.

Les essais systématiques sont régulièrement réalisés sur chantier, d'où 0,00 5 P =.

Le contrat de suivi est permanent (BET et CTC) 0,00

$$Q_x = 1 + 0,00 = \mathbf{1,00}$$

$$Q_y = 1 + 0,00 = \mathbf{1,00}$$

On aura ainsi la force sismique à la base :

Sens longitudinal x-x :

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = 0,15 \times 1,35 \times 1,0 \times 34\,951,60 / 3,5 = \mathbf{2022.20KN.}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{V_x = 2022.20 KN.}$$

Sens transversal y-y :

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = 0,15 \times 1,35 \times 1,0 \times 34\,951,60 / 3,5 = \mathbf{2022.20KN.}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{V_y = 2022.20 KN.}$$

✓ Vérification de l'effort sismique dynamique V_d :

(ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$.

Si : $V_{etabs} \leq 0,8 V_{st}$.Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Sens	V_{st} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	V_{etabs} (KN)	$V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$
Suivant X	2022.20KN.	1617.76	1894.31	CV
Suivant Y	2022.20KN.	1617.76	1959.76	CV

Tableau 3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

- **Caractéristiques géométriques de la Structure :**
- Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :
- Excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Les étapes à suivre pour afficher les résultats sur etabs :

Display → **show table**

Un tableau s'affiche, et on choisit:

Analyses results → **building output**

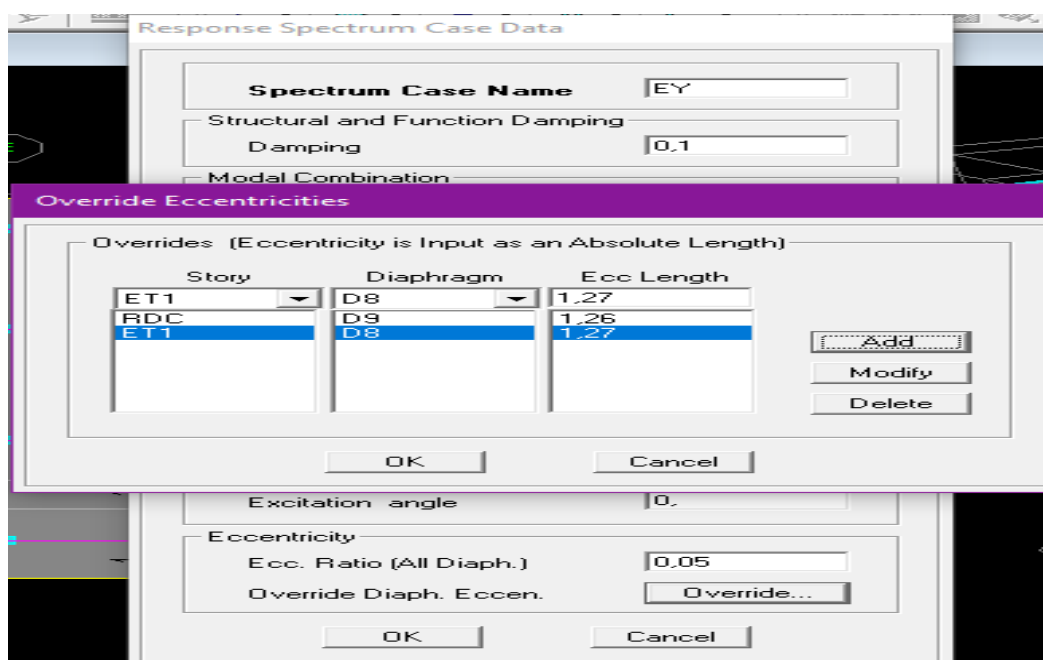
On définit les combinaisons en cliquant sur :

Select cases /com → **ok** → **ok**

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

Colonne1	Colonne2	Colonne3	Colonne4	Colonne5	Colonne6	Colonne7	Colonne8	Colonne9	Col
Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	Excentricite theo	EX	EY	
ASC	D1	11,95	1,146	11,965	0,236	-0,015	0,91	1,23	CV
TER	D2	11,902	6,898	12,197	5,978	-0,295	0,92	1,23	CV
ET6	D3	11,794	7,016	12,246	5,962	-0,452	1,05	1,23	CV
ET5	D4	11,816	7,008	12,312	5,93	-0,496	1,07	1,23	CV
ET4	D5	11,82	7,011	12,383	5,889	-0,563	1,12	1,23	CV
ET3	D6	11,825	7,014	12,453	5,843	-0,628	1,17	1,23	CV
ET2	D7	11,829	7,017	12,514	5,794	-0,685	1,22	1,23	CV
ET1	D8	11,834	7,02	12,558	5,75	-0,724	1,27	1,23	CN
RDC	D9	11,838	7,003	12,561	5,741	-0,723	1,26	1,23	CN
S/SOL	D10	11,939	6,97	12,378	5,934	-0,439	1,03	1,23	CV

Remarque : On remarque que l'effet de torsion dans le sens yy n'est pas vérifié dans le RDC et le letage, donc : On l' introduit dans le logiciel Etabs pour qu'il tient compte de l'excentrement des efforts.



- **Vérification des déplacements**

- ✓ **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)**

L'action sismique sur les structures de bâtiment peut provoquer des effets renversants, pour cela, on est amené à évaluer les déplacements à chaque niveau conformément aux règles parasismiques qui exigent que ; le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

- **Déplacement horizontal au niveau k :**

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Justification vis-à-vis des déformations D'après le **RPA Art 5-10**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les étapes à suivre pour afficher les résultats sur etabs :

Display → **show table**

Un tableau s affiche, et on choisit :

Analyses results → **displacement data** → **table : diaphragm CM displacement**

On définit les combinaisons **Ex** puis **Ey** en cliquant sur :

Select cases /com → **Ex puis Ey spectra** → **ok** → **ok**

Tableau 5 : Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau.

Story	Ux	$\delta kx = \frac{Dkx}{R Ux}$	$\frac{Dkx}{dk - dk-1} - Uy$	Uy	$\delta ky = \frac{Dky}{Uy}$	$\frac{Dky}{dk - dk1}$	he (m)	0,01 x he	$\frac{Dk}{he} \leq 0.01$
asc	0,02383	0,0953	0,00321	0,02173	0,0869317	0,00721	2,5	0,025	CV
terr	0,02302	0,09209	0,00801	0,01993	0,0797215	0,00841	3,06	0,0306	CV
ETG 6	0,02102	0,08408	0,00921	0,01783	0,0713123	0,00881	3,06	0,0306	CV
ETG 5	0,01872	0,07487	0,01001	0,01563	0,0625038	0,00961	3,06	0,0306	CV
ETG 4	0,01622	0,06486	0,01121	0,01322	0,0528969	0,0104	3,06	0,0306	CV
ETG 3	0,01341	0,05365	0,01162	0,01062	0,0424924	0,01003	3,06	0,0306	CV
ETG 2	0,01051	0,04203	0,01201	0,00812	0,0324617	0,0104	3,06	0,0306	CV
ETG 1	0,00751	0,03002	0,01161	0,00551	0,0220581	0,00923	3,06	0,0306	CV
RDC	0,0046	0,01842	0,01322	0,00321	0,012825	0,0096	4,08	0,0408	CV
S/SOL	0,0013	0,0052	0,0052	0,00081	0,0032249	0,00322	3,57	0,0357	CV

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

✓ Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{H}{500} = \frac{29,07}{500} = 0,058\text{m}$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

Les étapes à suivre pour afficher les résultats sur etabs :

Display → **show story responses plots** → **case: Ex puis Ey**

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

Puis on clique sur **display** après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée dans : **maximum story displacement**

Sens longitudinal x-x :

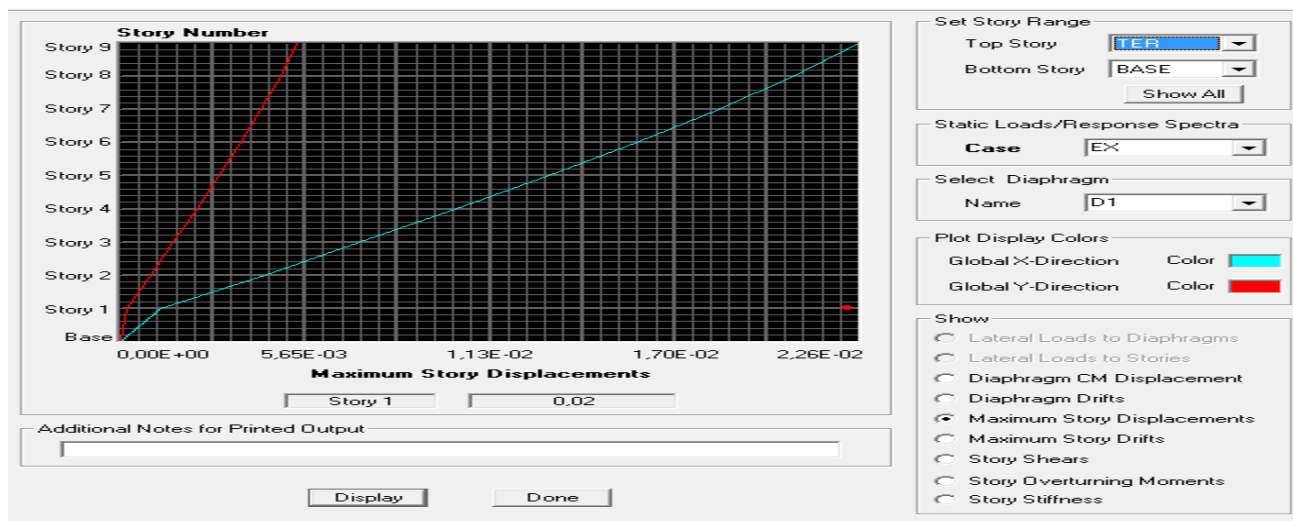


Figure 1 : Déplacement maximal dans le sens longitudinal.

$\delta_{max} = 0,020 \text{ m} < 0,058$ condition vérifier

Sens transversal y-y :

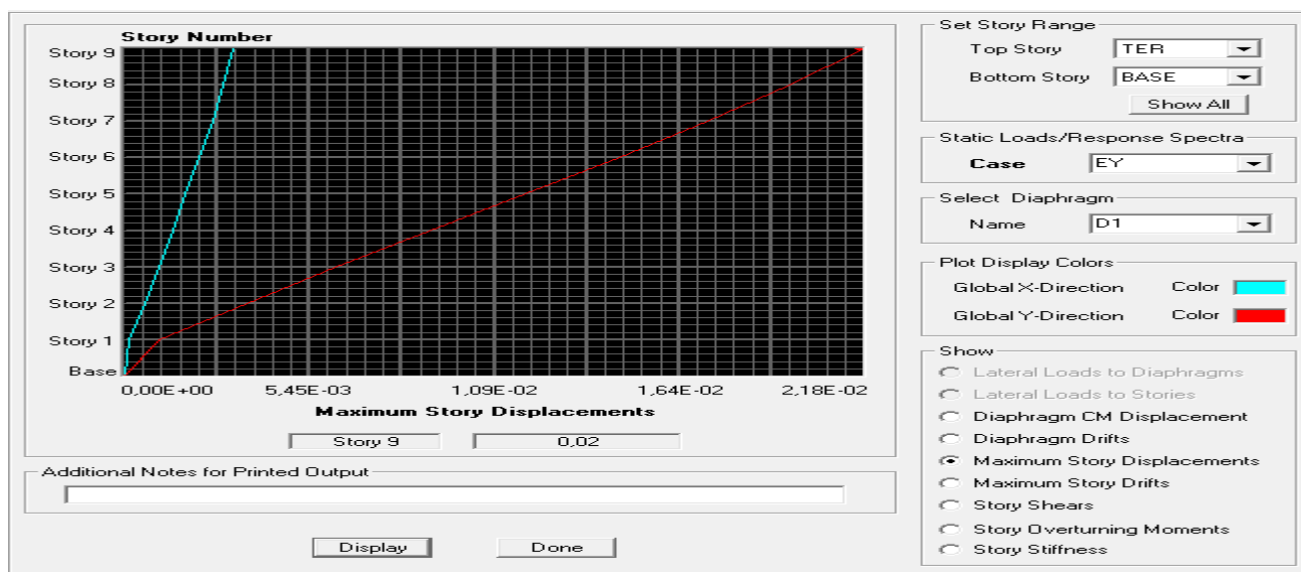


Figure 2 : Déplacement maximal dans le sens transversal.

$\delta_{max} = 0,020 \text{ m} < 0,058$ condition vérifier

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)**

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).

$$\theta = Pk \cdot \Delta k / Vk \cdot hk \leq 0.10$$

Tel que :

- $\theta k < 0.10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta k)$.
- $\theta k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

- Pk** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **K**
- Vk** : effort tranchant d'étages au niveau **K**
- Δ k** : déplacement relatifs du niveau **K** par rapport au niveau **K-1**
- hk** : hauteur de l'étage **K**

Pour déterminer Pk et Vk par logiciel etabs, on suit les étapes suivantes :

Display → sho tables

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analysis results → building output → table: story shears

Puis on définit les combinaisons suivantes en cliquant sur :

Select cases /com → ok → ok

Tableau 6 récapitulatif de l'effet P-Δ :

NIVEAU	Pk (KN)	hk	sens x-x			sens y-y		
			Δk	Vk	Θx	Δk	Vk	Θy
ASC	88,956099	2,5	0,0007	16,03	0,0015538	0,0015	15,69	0,0034018
TERRASSE	3783,9387	3,06	0,0017	446,5	0,0047081	0,0019	489,79	0,004797
ETAGE 6	3692,4153	3,06	0,002	765,12	0,0031542	0,002	820,9	0,0029399
ETAGE 5	3715,2952	3,06	0,0022	1030,8	0,0025913	0,0022	1093,37	0,002443
ETAGE 4	3732,705	3,06	0,0024	1255,47	0,0023319	0,0022	1323,58	0,0020276
ETAGE 3	3752,6016	3,06	0,0025	1447,51	0,002118	0,0023	1518,6	0,0018574
ETAGE 2	3772,4983	3,06	0,0026	1611,82	0,0019887	0,0023	1680,95	0,0016869
ETAGE 1	3794,8827	3,06	0,0025	1746,27	0,0017754	0,0021	1810,86	0,0014382
RDC	3960,4343	4,08	0,0028	1850,99	0,0014684	0,0021	1913,66	0,0010652
S/SOL	3527,1198	3,57	0,0011	1894,31	0,0005737	0,0008	1959,76	0,0004033

On constate que θX et θY sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de **RPA**, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.

PARTIE 2 : ETUDE DES FONDATION

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet :

- **Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.**
- **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).

Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impacte sur l'environnement sont à respecter.

Dans le cas le plus générale un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** qui peut être exercé dans de différents plans.

Donc elle représente la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, déroule la bonne tenue de l'ensemble.

1. TYPES DE FONDATION :

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et surcharges de la construction qui sont situées à une faible profondeur.

- Les semelles continues sous murs, reposant sur le sol.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées et les radiers.

- **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction. On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à 5 m, on distingue :

- **Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées introduites, dans des forages dans le sol.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

2. Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, à partir des résultats de sondage du sol à donner :

- La contrainte admissible du sol : 2 bars
- Absence de nappes phréatiques, donc pas de risque de remontée des eaux.

Remarque : Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m² de ciment.

3. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- **Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :**
Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- **Des sollicitations dues au sol qui sont :**
Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (remblais).
Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

4. Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure

5. Dimensionnement :

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable ou un radier

5. A. Semelles filantes :

- **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

B : Largeur de la semelle.

La largeur **B** de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

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

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	188,35	1,4	0,67267857	0,94175
VL2	385,28	1,4	1,376	1,9264
VL3	428,31	1,4	1,52967857	2,14155
VL4	219,26	1,4	0,78307143	1,0963
VL5	314,44	1,4	1,123	1,5722
VL6	340,88	1,4	1,21742857	1,7044
VL7	414,16	1,4	1,47914286	2,0708
VL8	188,8	1,4	0,67428571	0,944
VL9	333,12	1,4	1,18971429	1,6656
VL10	279,64	1,4	0,99871429	1,3982
VL11	275,91	1,4	0,98539286	1,37955
				Σ=16,84

Tableau : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	243,17	2,2	0,55265909	1,21585
VT2	531,6	2,2	1,20818182	2,658
VT3	280,54	2,2	0,63759091	1,4027
VT4	390,12	2,2	0,88663636	1,9506
VT5	512,37	2,2	1,16447727	2,56185
VT6	215,23	1,4	0,76867857	1,07615
VT7	193,3	1,4	0,69035714	0,9665
VT8	315,33	2,7	0,58394444	1,57665
VT9	331,24	2,7	0,61340741	1,6562
VT10	284,98	2,2	0,64768182	1,4249
				Σ=16,49

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 16,84 + 16,49 = 33,33 m².**

✓ **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- ✓ **Détermination de la résultante des charges** $R = \sum N_i$
- ✓ **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :** $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

▪ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Poteaux	N _i (kn)	e _i (m)	N _i x e _i (kn.m)	M _i (kn.m)
1	499,14	2,5	1247,85	-0,779
2	904,99	-7	-6334,93	-2,461
3	1478,6	2,5	3696,5	-4,796
4	1612,93	2,5	4032,325	-0,411
5	1737,78	2,5	4344,45	-1,375
6	1019,96	-7	-7139,72	-0,73
7	561,72	2,5	1404,3	-2,121
	R=ΣNi=7815,12		Σ = 1250,78	Σ = -26,348

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1250,78 + (-26,348)}{7815,12} = 0,16 \text{ m}$$

On a : $e = 0,16 < \frac{L}{6} = \frac{14,50}{6} = 2,42 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

\Rightarrow Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7815,12}{14,50} \left(1 + \frac{6 \times (0,16)}{14,50}\right) = 574,66 \text{ KN/ml}$$

$$q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7815,12}{14,50} \left(1 - \frac{6 \times (0,16)}{14,50}\right) = 503,30 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{7815,12}{14,50} \left(1 + \frac{3 \times (0,16)}{14,50}\right) = 556,81 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{556,81}{200} = 2,78 \text{ m}$$

On prend : **B = 2,80 m**

- On aura donc, $S = 2,80 \times 14,50 = 40,60 \text{ m}^2$

- **Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :**

$$\sum St = 33,33 \text{ m}^2$$

- **Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :**

$$S_p = S \times n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 40,60 \times 7 = 284,2 \text{ m}^2$$

- $S_t = S_p + S_v$

$$S_t = 284,2 + 33,33 = 317,53 \text{ m}^2$$

- **La surface totale de la structure :**

$$S_{st} = 14,5 \times 24,70 = 358,15 \text{ m}^2$$

- **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :**

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{317,53}{358,15} = 0,887$$

La surface des semelles représente 88,70 % de la surface totale.

$$\Rightarrow S_t > 50 \% S_{st}$$

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, donc il serait plus intéressant d'orienté vers un radier général.

5. B. Calcul d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

1. Pré-dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25cm** ($h_{min} > 25 \text{ cm}$)

- Selon la condition forfaitaire :

Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale

$$L_{\max} = 5,00\text{m} \implies \frac{5,00}{8} \leq h \leq \frac{5,00}{5} \implies 0,625 \leq h \leq 1,00$$

On prend : **h = 80 cm**

Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Soit : **$h_d = 30 \text{ cm}$**

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{500}{10} = 50,0 \text{ cm}$$

Soit : **$h_n = 80 \text{ cm}$**

- Condition de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K=40 MPa** pour un sol moyen;

I: L'inertie de la section du radier (bande de 1 m);

E: Module de déformation longitudinale déferée **E = 3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818,865 MPa.**

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

✓ **Hauteur de la nervure.**

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,00}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,04 \text{ m} = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

On prend : **$h_n = 110 \text{ cm}$**

✓ **La largeur de la nervure :**

$$\mathbf{0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110}$$

$$44 \leq b_n \leq 77$$

On prend : **$b_n = 60 \text{ cm}$**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 110 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

2. Détermination des efforts :

Charge permanente $G_{\text{bat}} = 33\,924,12 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 6418,85 \text{ KN}$.

• **Combinaison d'actions :**

$$\text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 33924,12) + (1,5 \times 6418,85) = \mathbf{55\,425,84 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 33924,12 + 6418,85 = \mathbf{40\,342,97 \text{ KN}}$$

3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{55\,425,84}{1,33 \times 200} = \mathbf{208,37 \text{ m}^2}$$

$$\text{ELS : } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{40\,342,97}{200} = \mathbf{201,72 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = \mathbf{208,37 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{Batiment}} = 358,15 \text{ m}^2 > \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 208,37 \text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent **les règles de BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{110}{2} ; 30\text{cm} \right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = L_{\text{déb}} \times L_{\text{périmètre}}$$

Avec :

$$L_{\text{périmètre}} = (14,5 + 24,70) \times 2 = 78,40 \text{ m}$$

$$S_{\text{débord}} = 0,60 \times 78,40 = 47,04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 358,15 + 47,04 = 405,19 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{\text{Radier}} = 405,19 \text{ m}^2$

4. Calcul des sollicitations à la base du radier :

✓ Charges permanentes :

Poids de radier :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$\begin{aligned} P_{\text{de la dalle}} &= S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b \\ P_{\text{de la dalle}} &= 405,19 \times 0,30 \times 25 = 3038,93 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids de la nervure:

$$\begin{aligned} P_{\text{nerv}} &= b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b \\ &= 0,6 \times (1,10 - 0,30) \times [12,1 \times 6 + 24,7 \times 4] \times 25 = 2056,80 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids de TVO :

$$\begin{aligned} P_{\text{TVO}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho \\ S_{\text{ner}} &= (12,1 \times 6 + 24,7 \times 4) = 171,40 \text{ m}^2 \\ P_{\text{TVO}} &= (405,19 - 171,40) \times (1,10 - 0,30) \times 17 = 3179,54 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Poids de la dalle flottante:

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle flottante}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b \\ &= (405,19 - 171,40) \times 0,1 \times 25 = 584,48 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids de radier :

$$G_{\text{radier}} = 3038,93 + 2056,80 + 3179,54 + 584,48 = 8859,75 \text{ KN}$$

✓ **Surcharges d'exploitations :**

Surcharge de bâtiment :

$$Q_{\text{bâtiment}} = 6418,85 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

Surcharge du radier :

$$Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 405,19 = 2025,95 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 6418,85 + 2025,95 = 8444,80 \text{ KN.}$$

✓ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} = 8859,75 + 33924,12 = 42\,783,87 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bâtiment}} = 2025,95 + 6418,85 = 8444,80 \text{ KN}$$

5. Combinaison Actions:

✓ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1,35(42\,783,87) + 1,5(8444,80) = 71\,047,85 \text{ KN.}$$

✓ **Etat Limite de Service :**

$$N_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 42\,783,87 + 8444,80 = 51\,228,67 \text{ KN.}$$

6. Vérifications :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Tel que : $\gamma_b = 1,5$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{Radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{71\,047,85 \times 1 \times 5,0}{405,19 \times 2} = 438,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{438,36 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,97 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,94 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.
 X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 8352,52 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 22730,96 \text{ m}^4$$

- La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_x, I_y : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$

(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

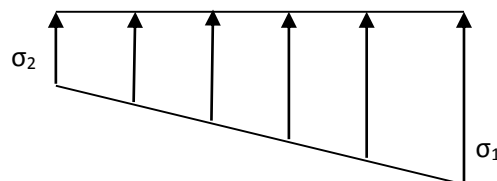


Figure : Diagramme des contraintes

Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 37\,184,879 \text{ KN.m.}$$

$$T_{ox} = 1851,09 \text{ KN.}$$

$$M_x = 37\,184,879 + 1851,09 \times 1,1 = \mathbf{39\,221,08 \text{ KN. m.}}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

Moy = 39 079,776 KN.m.

Toy = 1930, 15 KN.

My = 39 079,776 + 1930, 15 x 1,1 = **41 202,94 KN.m**

Sens longitudinal

Al'ELU : Mx = 39 221,08 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{71\,047,85}{405,19} + \left(\frac{39\,221,08}{22730,96} \times 11,965 \right) = \mathbf{195,99 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{71\,047,85}{405,19} - \left(\frac{39\,221,08}{22730,96} \times 11,965 \right) = \mathbf{154,70 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 195,99 + 154,70}{4} = \mathbf{185,67 \text{ KN/m}^2}$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266 \text{ KN/m}^2}$$

$\sigma_m = 185,67 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

Al'ELS : Mx = 39 221,08 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{51\,643,62}{405,19} + \left(\frac{39\,221,08}{22730,96} \times 11,965 \right) = \mathbf{148,10 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{51\,643,62}{405,19} - \left(\frac{39\,221,08}{22730,96} \times 11,965 \right) = \mathbf{106,81 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 148,10 + 106,81}{4} = \mathbf{137,78 \text{ KN/m}^2}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \mathbf{200 \text{ KN/m}^2}$$

$\sigma_m = 137,78 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

Sens transversal :

Al'ELU: My=41 202,94 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{71\,047,85}{405,19} + \left(\frac{41\,202,94}{8352,52} \times 6,94 \right) = \mathbf{209,57 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{71\,047,85}{405,19} - \left(\frac{41\,202,94}{8352,52} \times 6,94 \right) = \mathbf{141,11 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 209,57 + 141,11}{4} = \mathbf{192,46 \text{ KN/m}^2}$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266 \text{ KN/m}^2}$$

$\sigma_m = 192,46 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

A l'ELS: My=41 202,94 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{51\,643,62}{405,19} + \left(\frac{41\,202,94}{8352,52} \times 6,94 \right) = 161,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{51\,643,62}{405,19} - \left(\frac{41\,202,94}{8352,52} \times 6,94 \right) = 93,22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 161,7 + 93,22}{4} = 144,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 144,58 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

⇒ Toutes les contraintes sont vérifiées.

7. Ferrailage du radier :

• Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge Uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids Propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ La contrainte moyenne max à l'ELU :

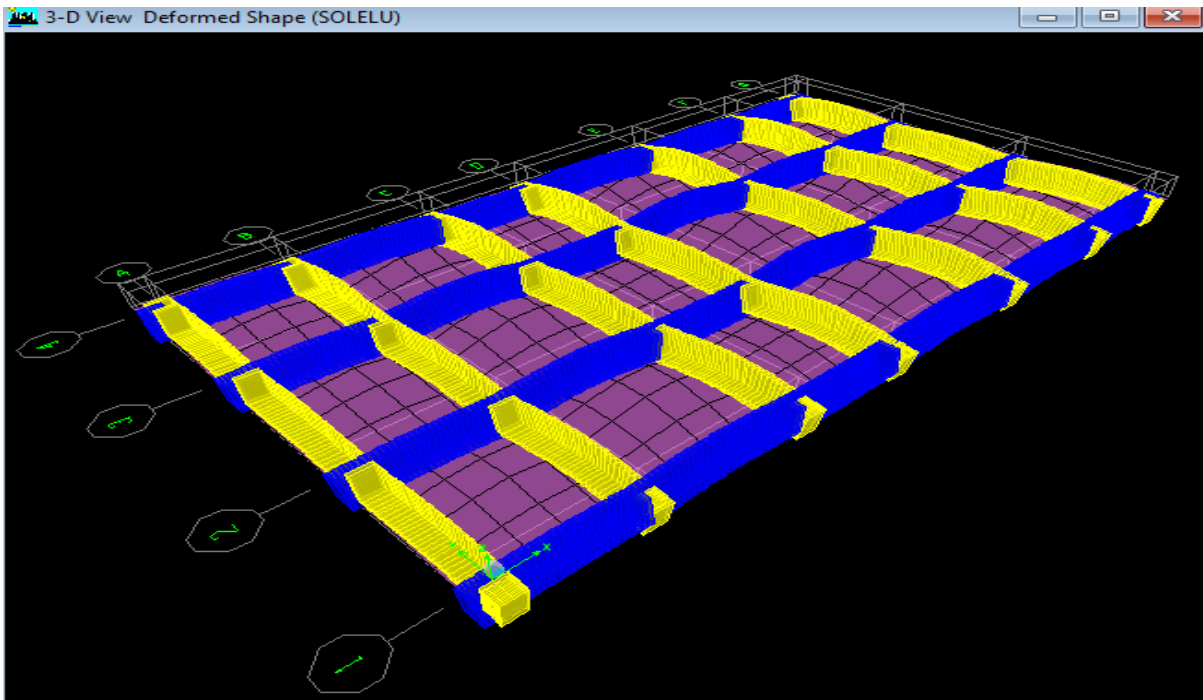
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 192,46 \text{ KN/m}^2$$

✓ La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 144,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(192,46 - \frac{8859,75}{405,19} \right) \times 1 \text{ ml} = 170,60 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(144,58 - \frac{8859,75}{405,19} \right) \times 1 \text{ ml} = 122,71 \text{ KN/ml}$$



✓ Pour déterminer les efforts on utilise logiciel ETABS

Sens x-x :

À l'ELU

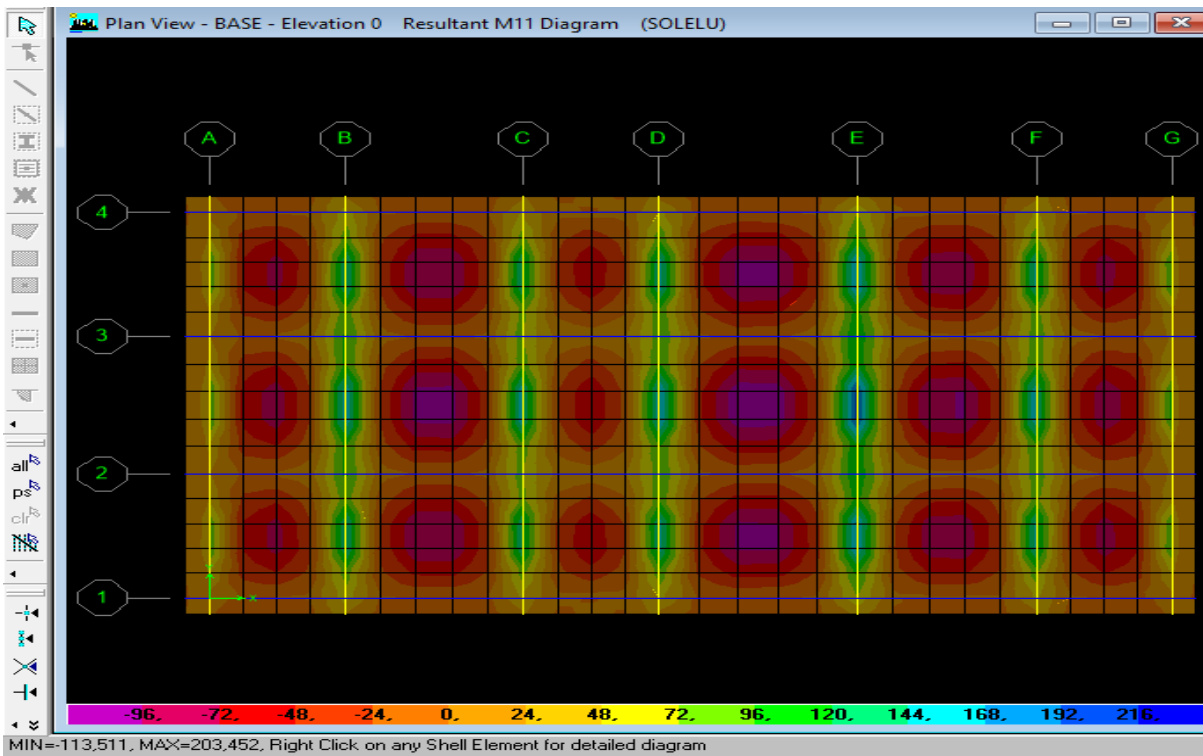


Figure : moment fléchissant à l'ELU

À L'ELS :

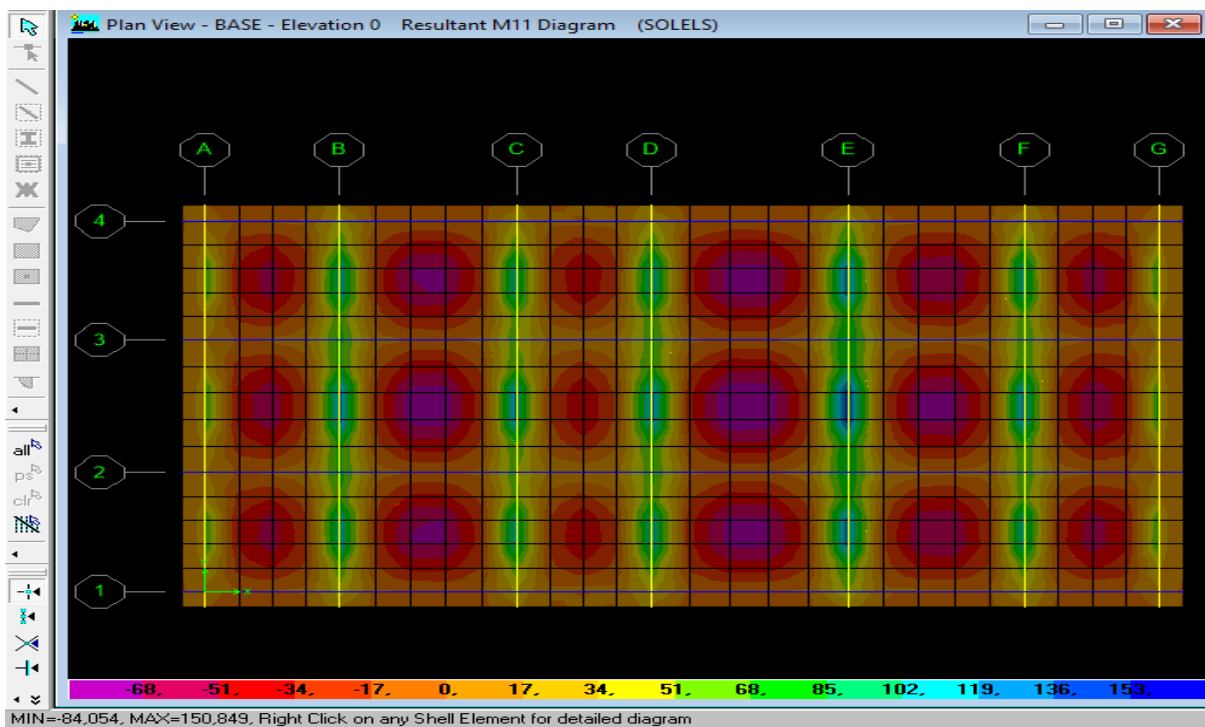


Figure : moment fléchissant à l'ELS

Sens y-y :

À l'ELU

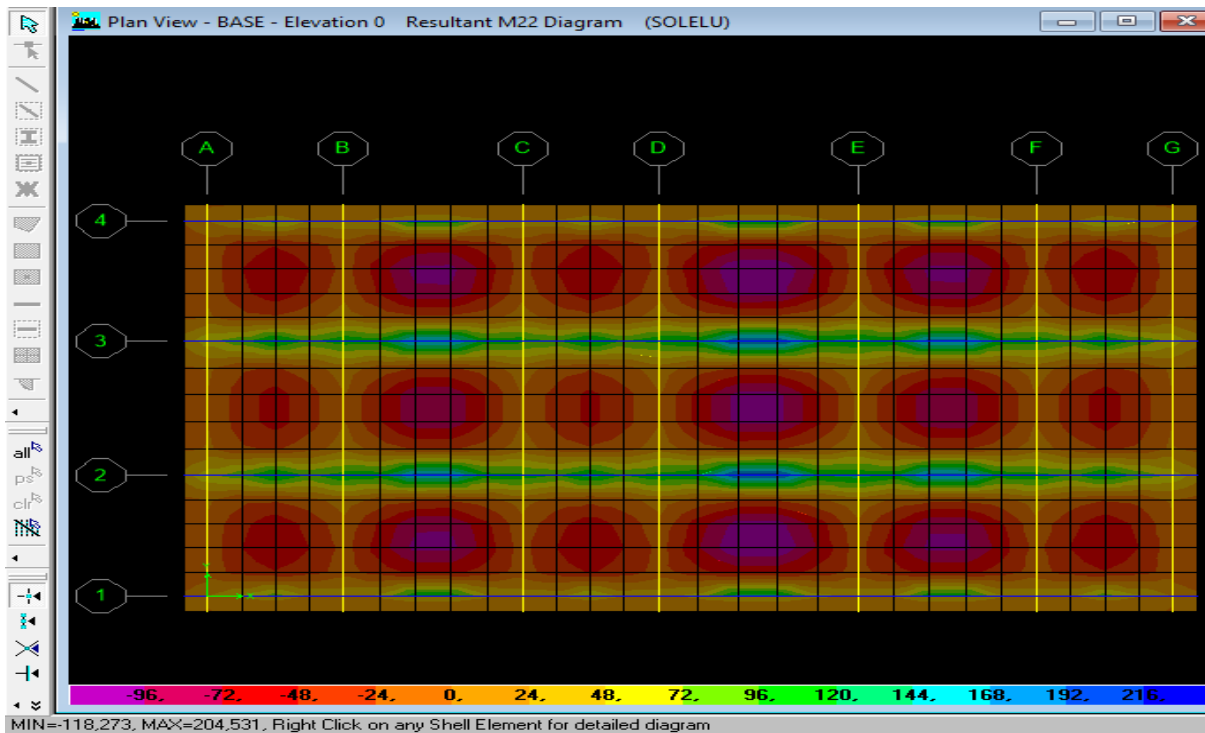


Figure : moment fléchissant à l'ELU

À L'ELS :

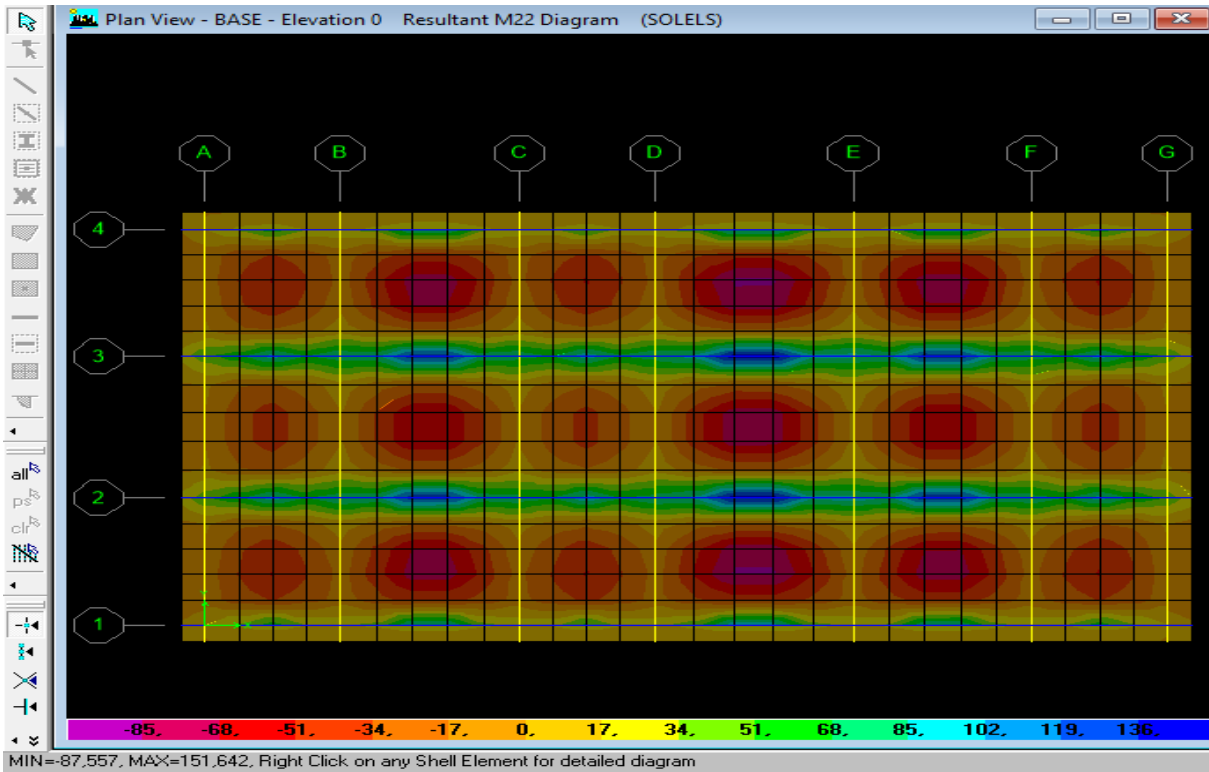


Figure : moment fléchissant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau : Récapitulatif des moments

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	Mut = 113,51	Mut = 118,273
	Mst = 84,054	Mst = 87,557
Moments Appuis (KN.m)	Mut = 168	Mut = 168
	Mst = 119	Mst = 102

Ferrailage suivant x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{168 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.162 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.911$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{168 \times 10^2}{0,911 \times 27 \times 34,8} = 19.63 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16+5HA14 = 21.76 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{113,51 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,110 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{113,51 \times 10^2}{0,942 \times 27 \times 34,8} = 12,82 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16 = 14,07 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferrailage suivant y-y

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{168 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,162 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,911$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{168 \times 10^2}{0,911 \times 27 \times 34,8} = 19,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16+5HA14 = 21,76 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{118,273 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{118,273 \times 10^2}{0,995 \times 27 \times 34,8} = 12,65 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16 = 14,07 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Tableau : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	168	0,162	0,911	19,63	7HA16+ 5HA14	21,76	15
	En travée	113,51	0,110	0,942	12,82	7HA16	14,07	15
transversale y-y	Aux appuis	168	0,162	0,911	19,63	7HA16+ 5HA14	21,76	15
	En travée	118,273	0,010	0,995	12,65	7HA16	14,07	15

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels (h = 30 cm) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens X-X :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens Y-Y:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

8. Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

9. Vérification à l'ELS :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{168}{119} = 1,411$$

$$\mu = \mathbf{0,162} \rightarrow \alpha = 0,2223$$

$$\alpha = 0,2223 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{113,51}{84,054} = 1,35$$

$$\mu = \mathbf{0,110} \rightarrow \alpha = 0,1460$$

$$\alpha = 0,1460 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{168}{102} = 1,647$$

$$\mu = \mathbf{0,162} \rightarrow \alpha = 0,2223$$

$$\alpha = 0,2223 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,647-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,573 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{118,273}{87,557} = 1,35$$

$$\mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

10. Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, 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 (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h_n = 110 \text{ cm} ; b_n = 60 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✓ Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5,00 \text{ m} ; L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,00}{5,00} = 1$$

$0,4 < r \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

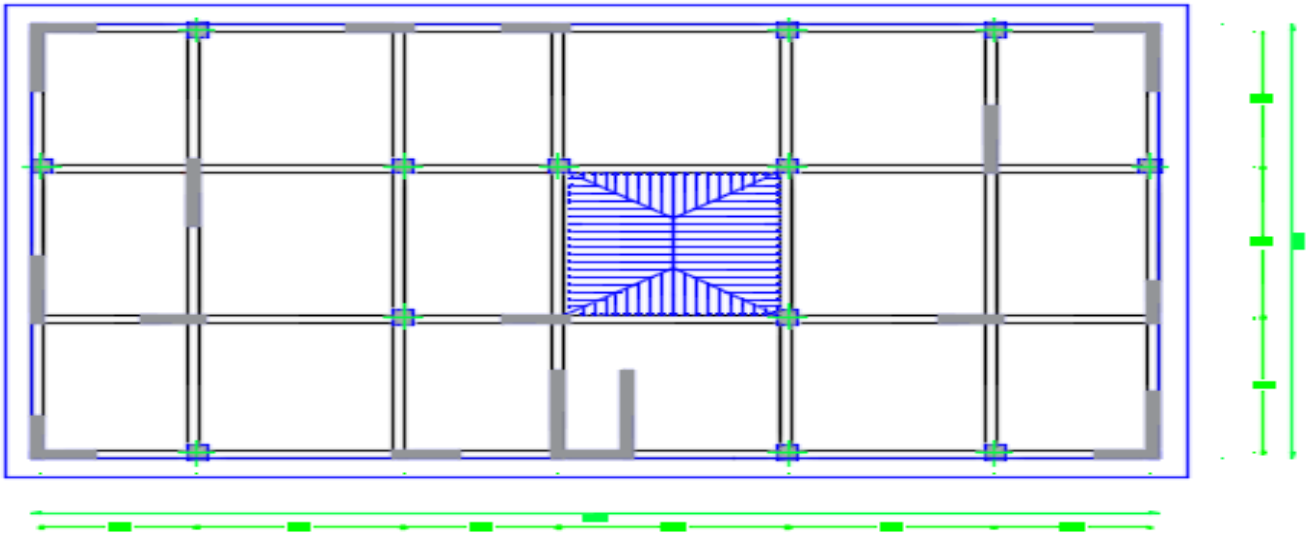


Figure : Présentation des chargements sur le panneau le plus sollicité

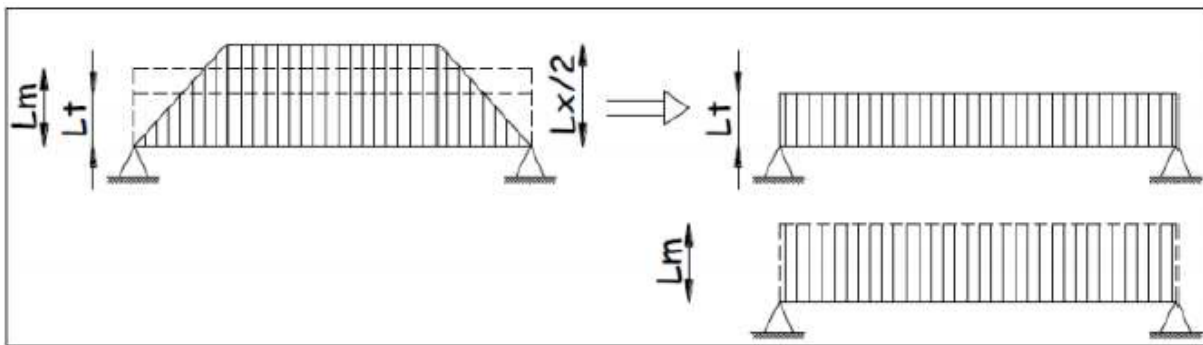


Figure : Présentation des chargements simplifiés

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x (0.5 - \frac{\rho_x^2}{6})$

Effort tranchant : $L_t = L_x (0.5 - \frac{\rho_x}{4})$

$L_m = 5 (0.5 - \frac{1}{6}) = 1,67 \text{ m}$

$L_t = 5 (0.5 - \frac{1}{4}) = 1,25 \text{ m}$

Cas de chargement triangulaire :

$L_m = 0.333 L_x = 1,67 \text{ m}$

$L_t = 0.250 L_x = 1,25 \text{ m}$

Charges à considérés :

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 170,60 \times 1,67 = 284,90 \text{ KN/m}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 122,71 \times 1,67 = 204,93 \text{ KN/m}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 170,60 \times 1,25 = 213,25 \text{ KN/m}$

- $q_{Tu} = q_s \times L_t = 122,71 \times 1,25 = 153,39 \text{ KN/m}$

- **Détermination des efforts :**

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel « **ETABS V9.6** »

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Sens longitudinale « X-X » :

ELU :

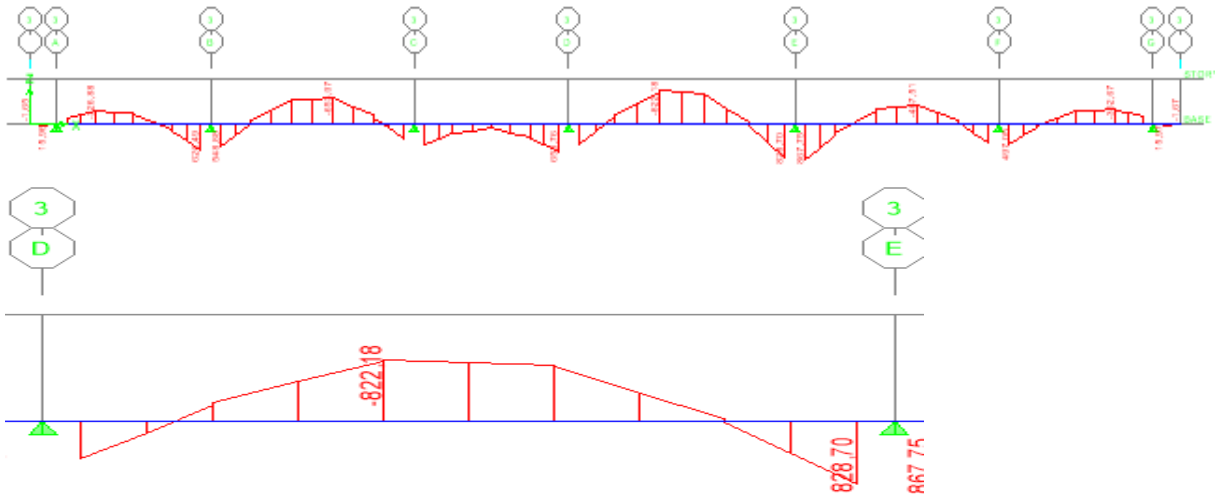


Figure : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

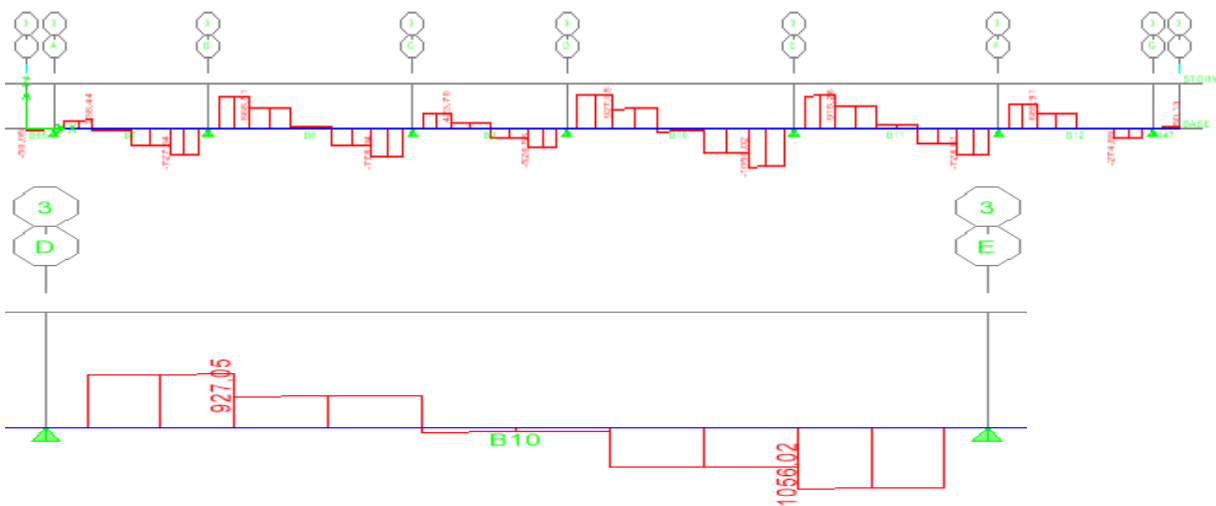
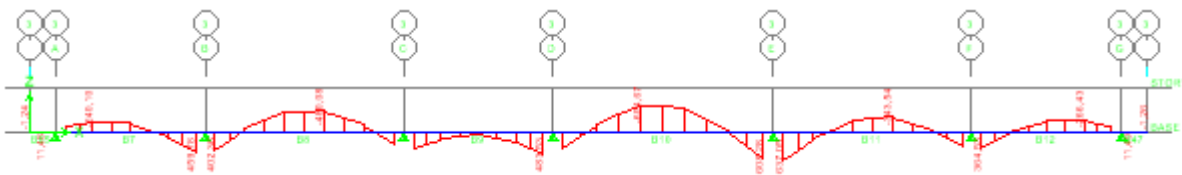


Figure : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

ELS :



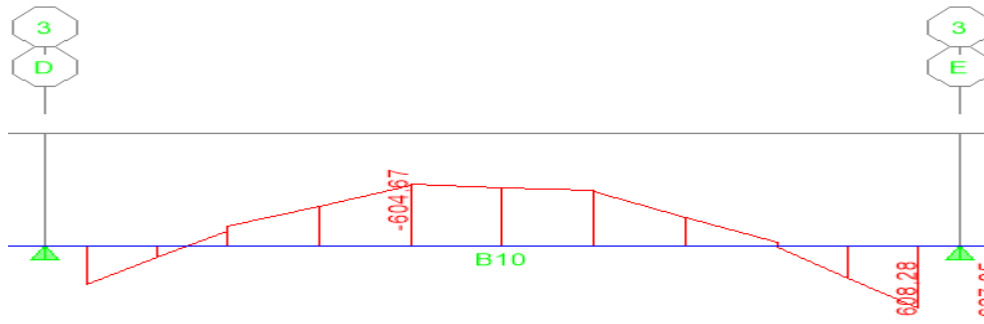


Figure : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

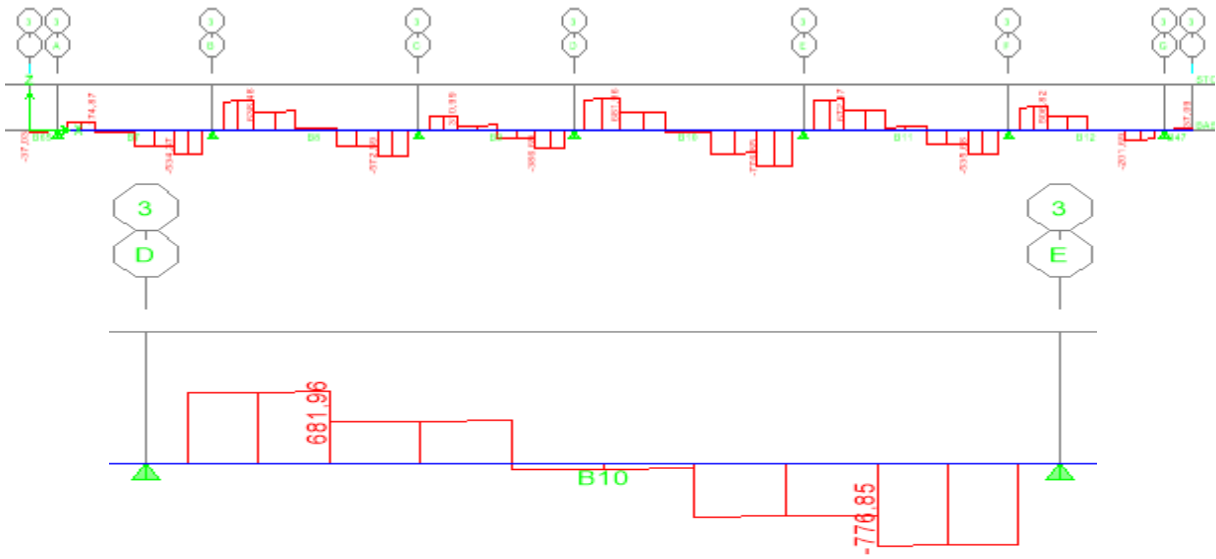
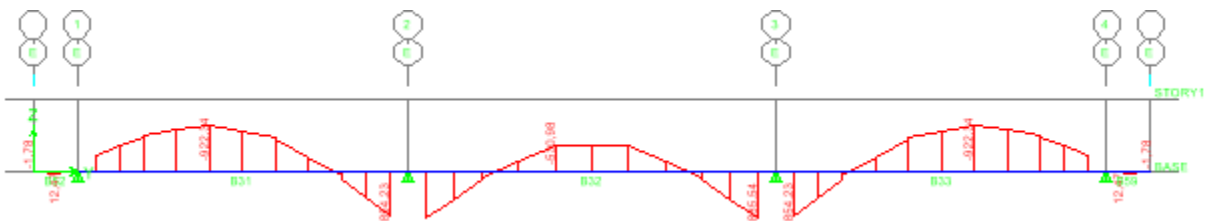


Figure : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.

Sens transversales « Y-Y » :

ELU :



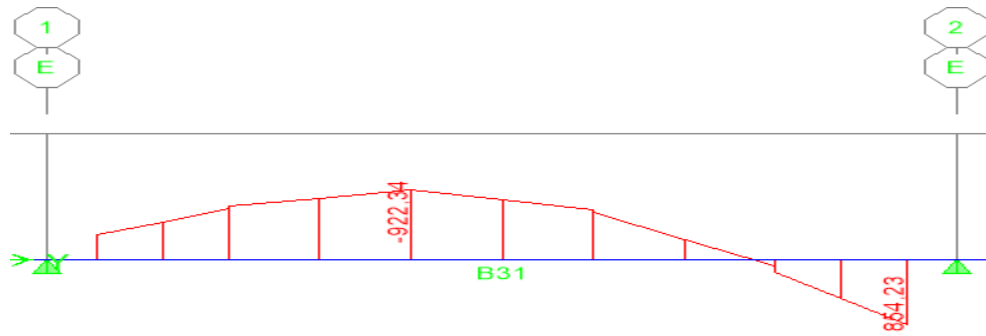


Figure : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

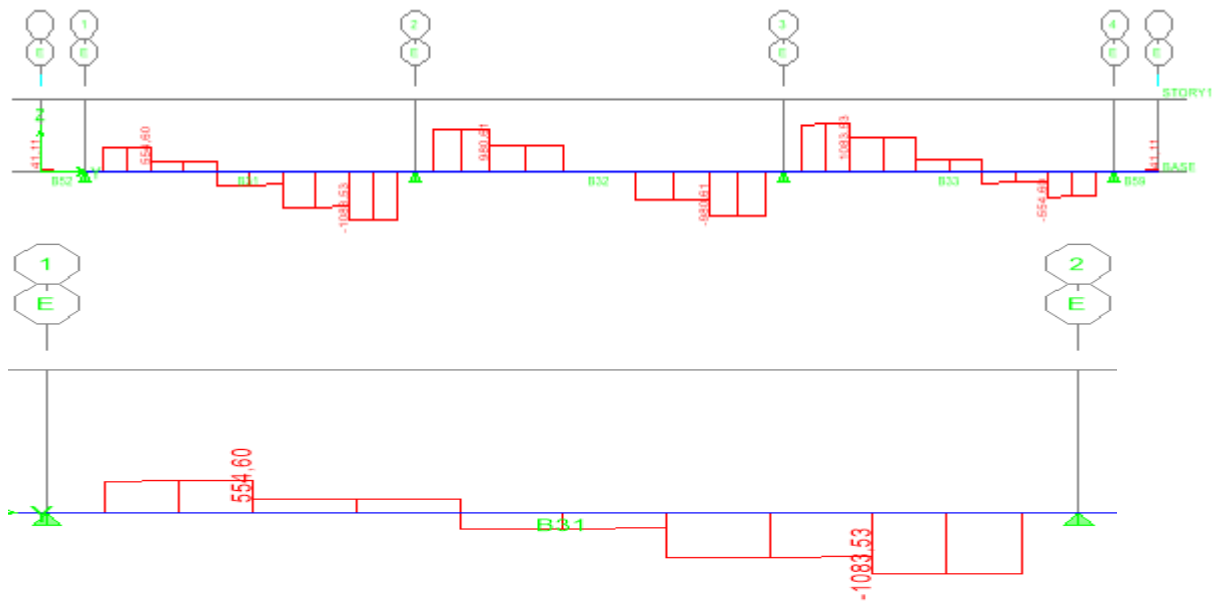


Figure : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y

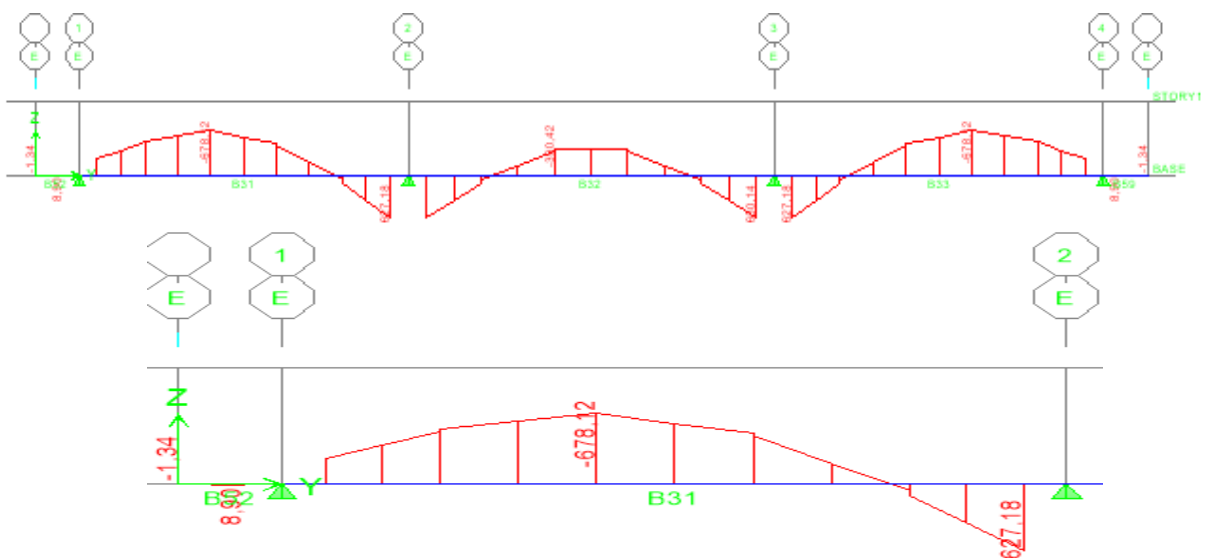


Figure : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

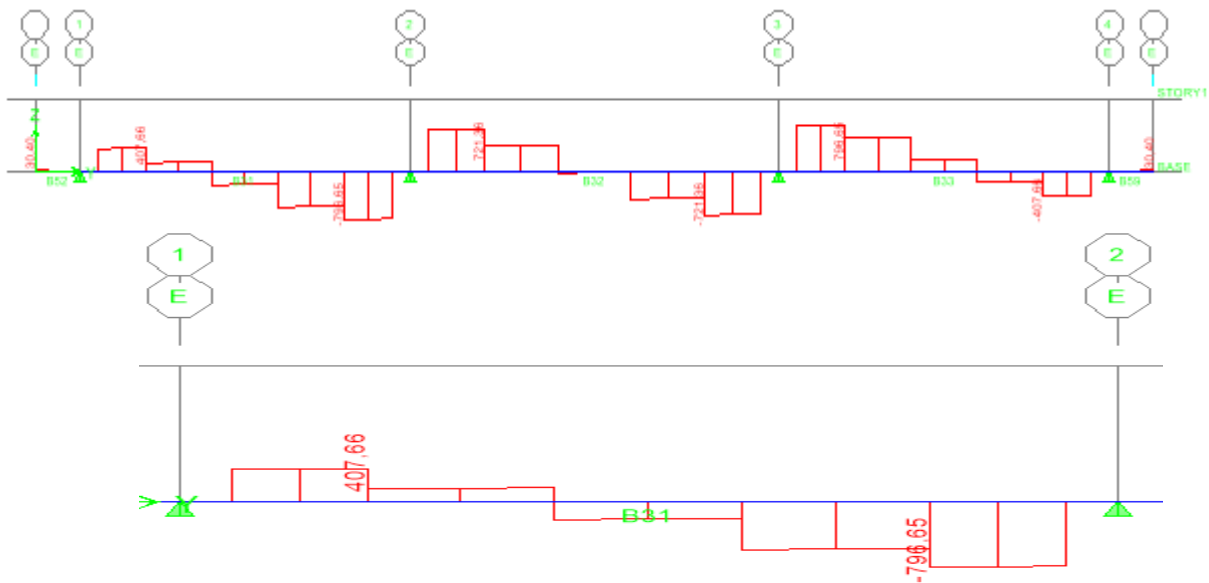


Figure : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y

N.B : les diagrammes des moments sont renversés Mt en fibres supérieure et Ma en fibre inférieure.

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	Mut = 822,18	Mut = 922,33
	Mst = 604,67	Mst = 678,11
Moments Appuis (KN.m)	Mut = 867,75	Mut = 885,54
	Mst = 637,04	Mst = 650,14
Efforts tranchants (KN)	Tu = 927,05	Tu = 1083,50
	Ts = 681,96	Ts = 796,65

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

On a: **bn=60 cm** , **hn = 110 cm** , **d=107 cm** **f_{bc}=14,2 MPa** **σ_s=348 MPa**

Sens longitudinal x-x :

M_a^{max} = 867,75 KN.m **M_t^{max} = 822,18 KN.m**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{867,75 \times 10^3}{60 \times 107^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{867,75 \times 10^2}{0,954 \times 107 \times 34,8} = 24,42 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 fil + 5HA16 chap = 25.75 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{822,18 \times 10^3}{60 \times 107^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{822,18 \times 10^2}{0,956 \times 107 \times 34,8} = 23,09 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 fil + 4HA16 chap = 23.74 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens transversal suivant y-y :

$$M_a^{\max} = 885,54 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 922,33 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{885,54 \times 10^3}{60 \times 107^2 \times 14,2} = 0,090 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{885,54 \times 10^2}{0,953 \times 107 \times 34,8} = 24,95 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 fil + 5HA16 chap = 25.75 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{922,33 \times 10^3}{60 \times 107^2 \times 14,2} = 0,094 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{922,33 \times 10^2}{0,951 \times 107 \times 34,8} = 26,04 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA20 fil + 6HA16 chap = 27.76 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Tableau : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	867,75	0,088	0,954	24,42	5HA20 fil + 5HA16 chap	25.75	10
	En travée	822,18	0,084	0,956	23,09	5HA20 fil + 4HA16 chap	23.74	10
transversale y-y	Aux appuis	885,54	0,090	0,953	24,95	5HA20 fil + 5HA16 chap	25.75	10
	En travée	922,33	0,094	0,951	26,04	5HA20 fil + 6HA16 chap	27.76	10

11. Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité du béton de la section minimale

(BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 107 \times 2.1}{400} = 7,75 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{st}^{min} = 3,72 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{27,50 ; 24\} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/4 = 27,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec:

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{927,05 \times 10^3}{600 \times 1070} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{1083,50 \times 10^3}{600 \times 1070} = 1,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34):**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.} 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc : 4HA10 avec $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

12. Vérification à l'ELS :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec α : Position de l'axe neutre.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{867,75}{637,04} = 1,36$$

$$\mu = 0,088 \rightarrow \alpha = 0,1154$$

$$\alpha = 0,1154 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{822,18}{604,67} = 1,36$$

$$\mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,1099$$

$$\alpha = 0,1099 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{885,54}{650,14} = 1,36$$

$$\mu = 0,090 \rightarrow \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{922,33}{678,11} = 1,36$$

$$\mu = 0,094 \rightarrow \alpha = 0,1236$$

$$\alpha = 0,1236 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

PARTIE 1 : ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUE

Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

1. Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après le **RPA99/version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur $e = 25$ cm.

La hauteur du voile périphérique $= 3.57$ m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos} \quad K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne.

2. Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 10$ KN/m².
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18$ KN/m³
- Cohésion : $C = 0$
- Contrainte du sol : $\sigma = 2,5$ bars
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Théorème de Rankine est applicable).

3. Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{\cos 35^\circ} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h$$

Avec : $0 < h < 3,57$ m

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35. \gamma. h + 1.5. q)$$

Pour H=0 → $\sigma_{h1} = 0,52 (1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 10) = 7.8 \text{ KN/m}^2$

Pour H=3,57 → $\sigma_{h2} = 0,52 (1,35 \times 18 \times 3,57 + 1,5 \times 10) = 52.91 \text{ KN/m}^2$

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma. h + q)$$

H=0 → $\sigma_{h1} = 0,52 (18 \times 0 + 10) = 5.20 \text{ KN/m}^2$

H=3,57 → $\sigma_{h2} = 0,52 (18 \times 3,57 + 10) = 38.62 \text{ KN/m}^2$

4. Diagramme des contraintes :

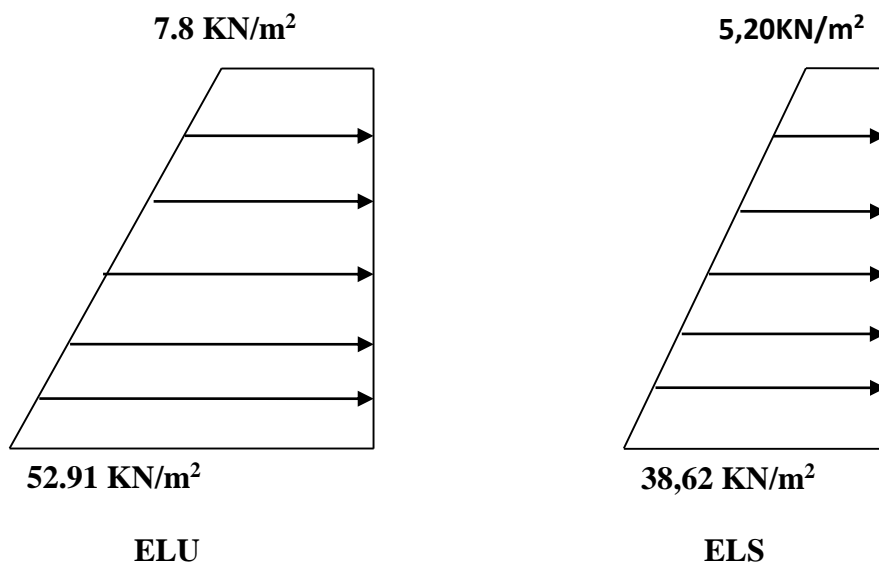


Figure 1 : Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS

5. Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

A l'ELU: $q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 52.91 + 7.8}{4} \times 1 = 41.63 \text{ KN/m}$

A l'ELS: $q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 38.62 + 5.20}{4} \times 1 = 30.27 \text{ KN/m}$

6. Ferrailage de voiles périphérique :

- **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

- **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée **$0,75M_x$ et $0.75M_y$** .
- ✓ Moment d'encastrement sur les grands coté : **$- 0,3$ (appuis de rive)**
- **$0,5$ (autres appuis).**

- **Identification des panneaux :**

- ✓ Dans le sens de la petite portée **$L_x : M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x$**
- ✓ Dans le sens de la grande portée **$L_y : M_y = \mu_y \cdot M_x$**

$$L_x = 3,57\text{m} \quad ; \quad L_y = 4,50\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,57}{5} = 0.71$$

$$0.4 < \rho < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,71 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0670 \\ \mu_y = 0.450 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0670 \times 41.63 \times (3,57)^2 = 35.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.450 \times 35.55 = 16 \text{ KN m}$$

- **Correction des moments :**

Sens x-x

$$M_a = 0,5 \times 35,55 = 17,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 35,55 = 26,66 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_a = 0,5 \times 16 = 8 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 16 = 12 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

✓ Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.

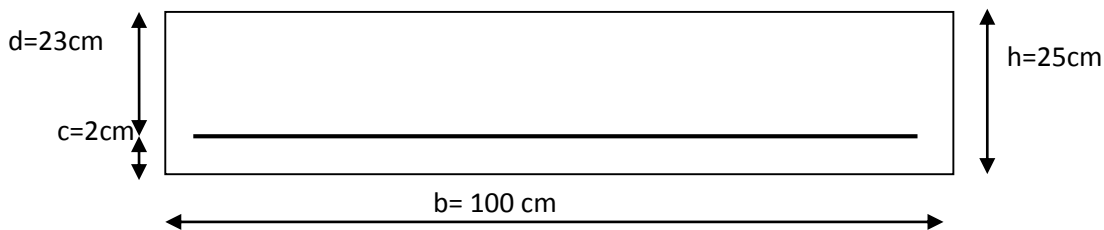


Figure 2 : Schéma statique du ferrailage de voiles périphérique

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume les résultats de ferrailage à l'ELU :

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	A _{adoptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	17.78	0.023	0.988	2.25	2.78	5HA12	5.65	20
	Travée	26.66	0.035	0.982	3.39	2.78	5HA12	5.65	20
Y-Y	Appuis	8	0.010	0.995	1.005	2.78	5HA12	5.65	20
	Travée	12	0.015	0.992	1.51	2.78	5HA12	5.65	20

Tableau 1 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELU.

✓ **Les armatures transversales :**

Travée :

$$AH = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA 8/ml = 2.01 cm²**

Appuis :

$$AH = \frac{As}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA 8/ml = 2.01 cm²**

- **Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8 (**4HA8=2.01cm²**)

7. vérification à l'ELU :

- **Espacements des armatures :**

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

✓ **Armatures principales**

Sens(X-X) : $St < \min(3h ; 33cm)$

Sens (Y-Y) : $St < \min(4h ; 45cm)$

SensXX : $\frac{b}{4} = \frac{100}{5} = 20 < 33cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

SensYY : $\frac{b}{4} = \frac{100}{5} = 20cm < 45cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

• **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$

A adopté = 5.65 cm² > Amin = 2,78 cm²condition vérifiée

• **Calcul de la longueur de scellement des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \varnothing$ avec L_s : Longueur de scellement droit

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

Pour $\varnothing = 1.2cm$

$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$ soit **$L_s = 45 \text{ cm}$**

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 L_s » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)** => pour **Ø12 : La=18 cm .**

8. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,71 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.596 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x = 0.0731 \times 30.27 \times (3,57)^2 = 28.20 \text{ KN m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.596 \times 24.77 = 16.81 \text{ KN m}$

- **Correction des moments :**

Sens x-x

$$M_a = 0,5 \times 28.20 = 14.1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 28.20 = 21.15 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_a = 0,5 \times 16.81 = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 16.81 = 12.61 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91)**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- ✓ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

- ✓ **Dans le béton**

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad k = \frac{1}{K_1}$$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau 2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	5.65	14.1	0.245	0.921	48.29	117.81	201.63	2.44	15	CV
	Travée	5.65	21.15	0.245	0.921	48.29	176.72	201.63	3.66	15	CV
Y-Y	Appuis	5.65	8.41	0.245	0.921	48.29	70.27	201.63	1.46	15	CV
	Travée	5.65	12.61	0.245	0.921	48.29	105.36	201.63	2.18	15	CV

Résultats :

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 25cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Sens x-x :

-En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20cm**.

-Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

-En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

-Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20cm**.

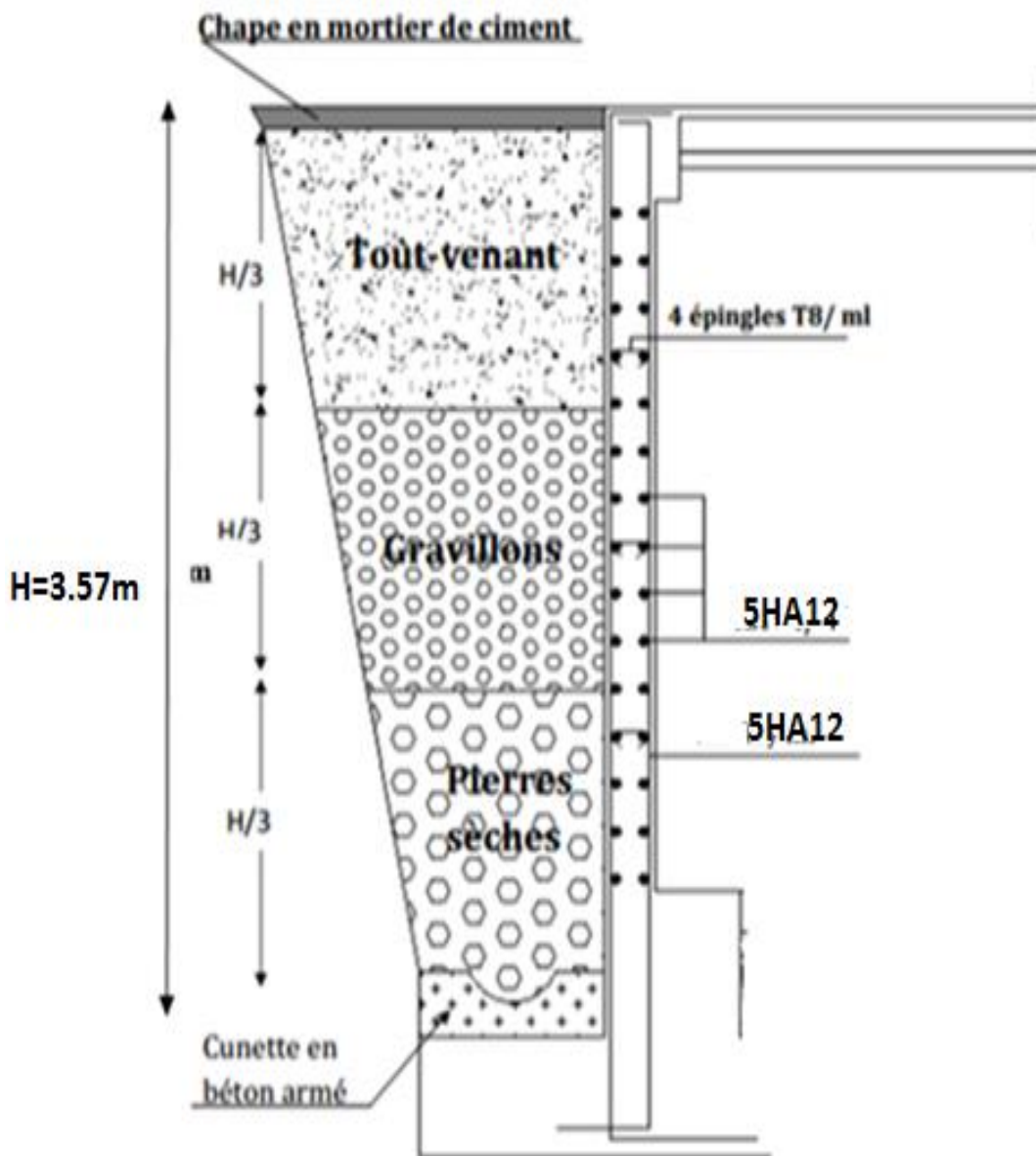
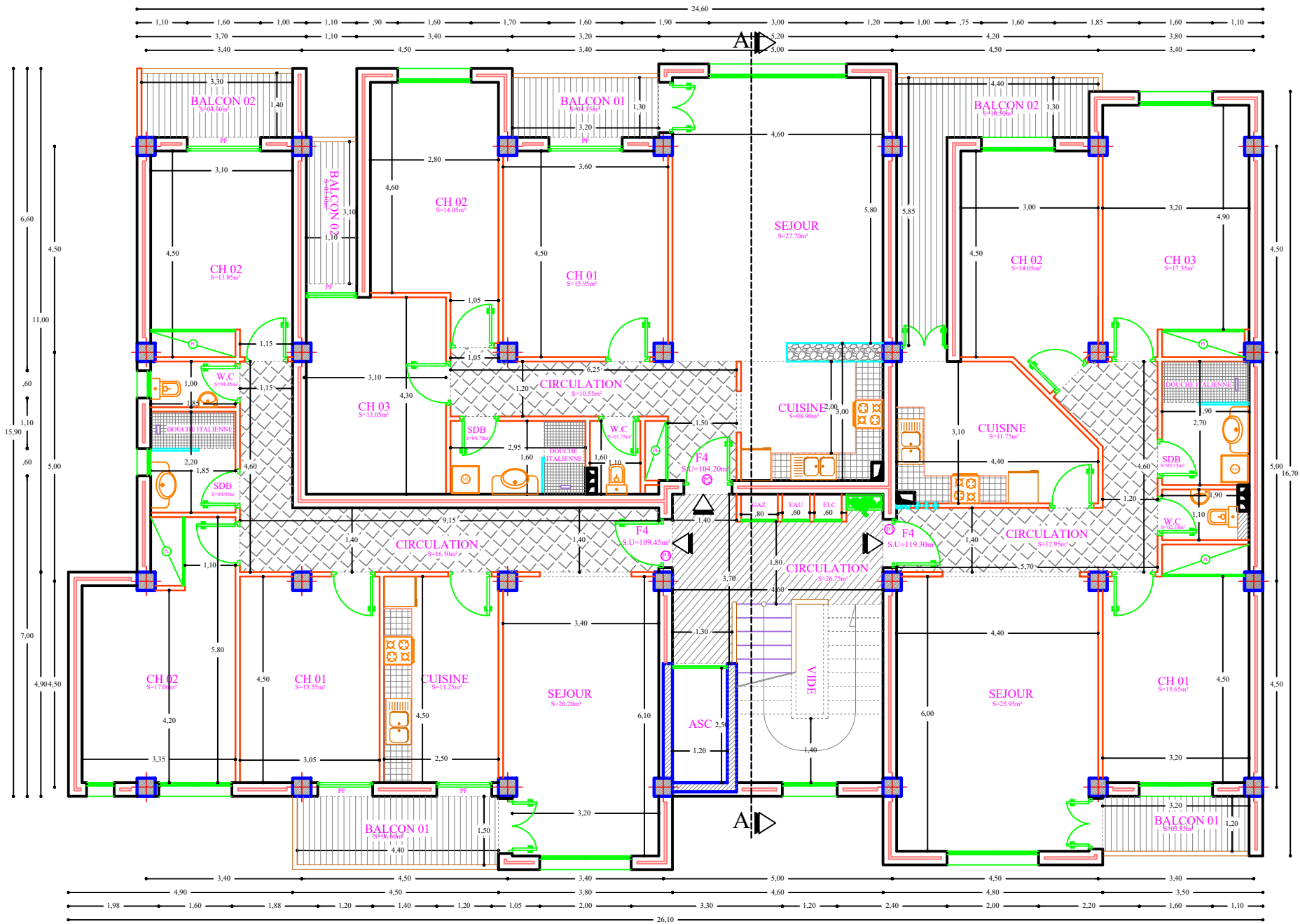
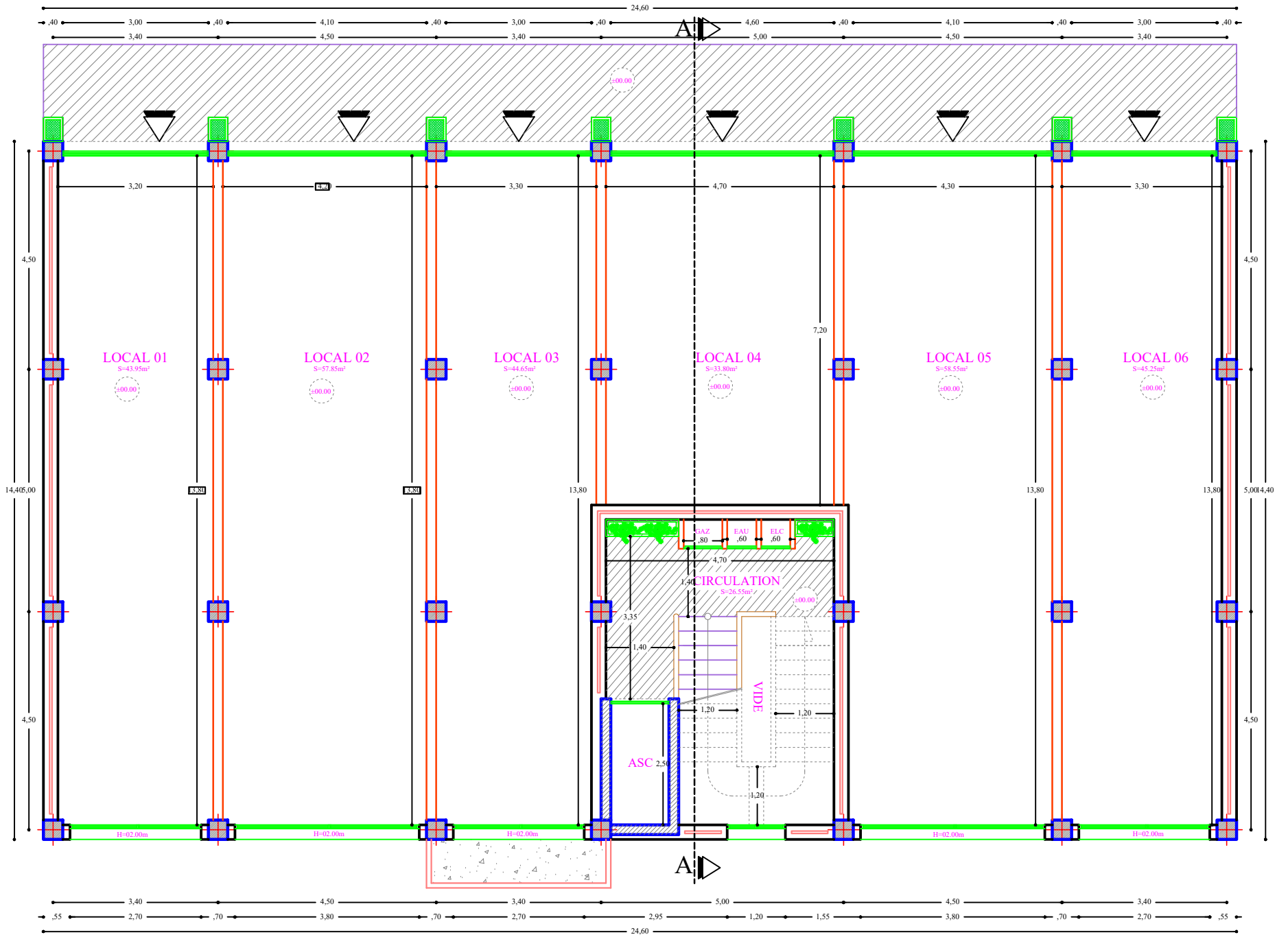


FIGURE 3 : ferrailage de mur plaque



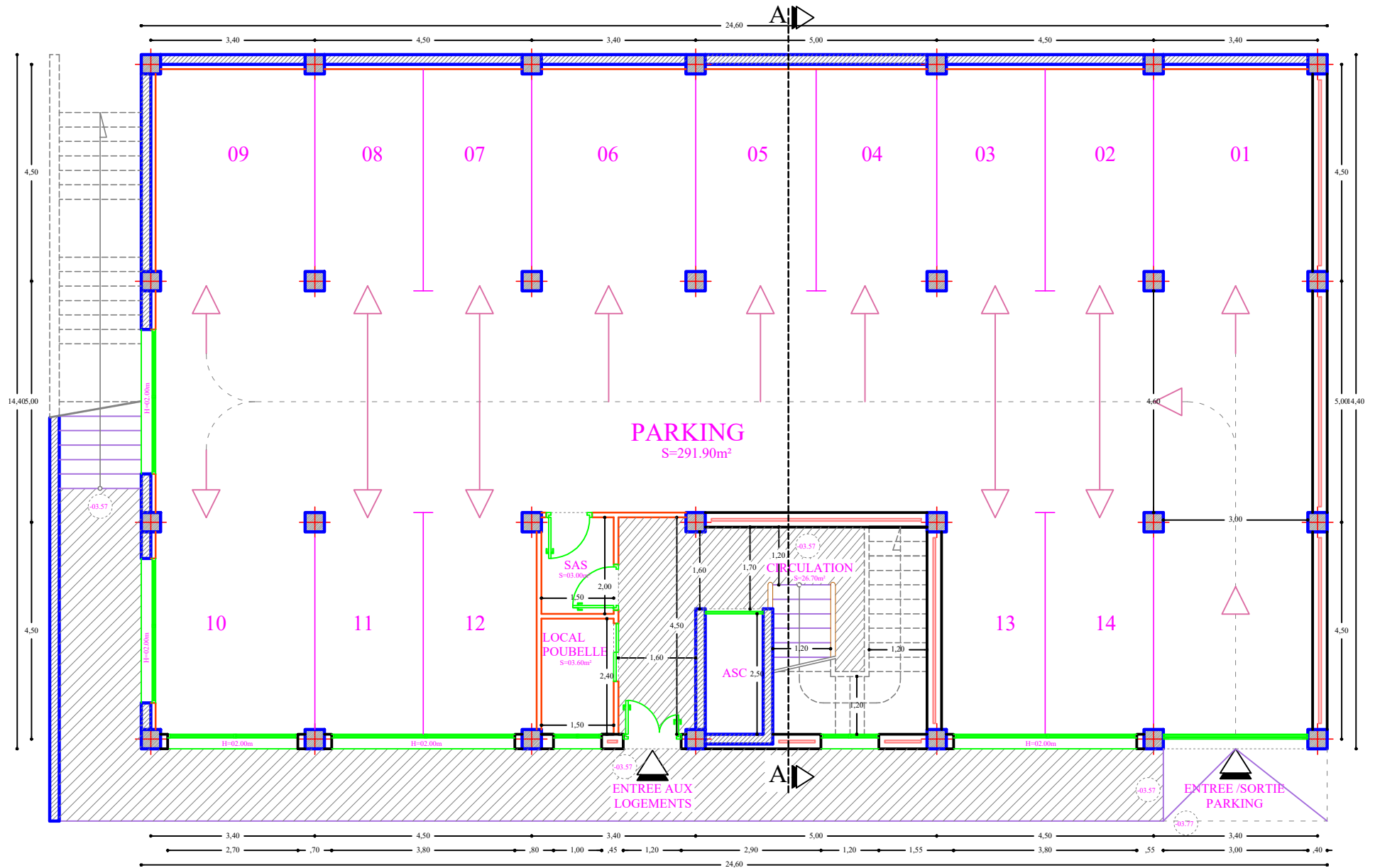
BLOC A

PLAN ETAGES COURANTS



BLOC A

PLAN REZ DE CHAUSSEE



BLOC A

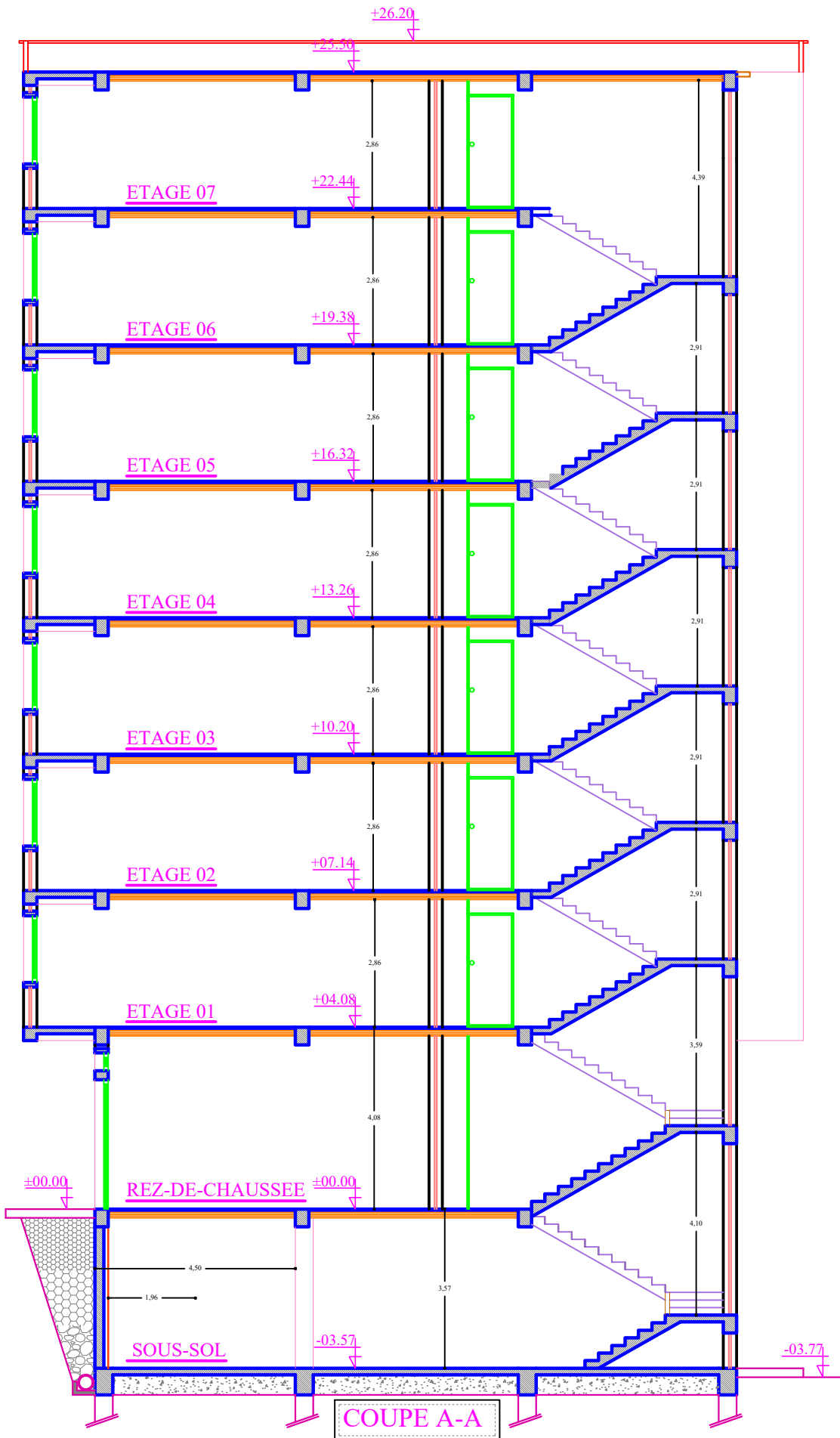
PLAN SOUS-SOL



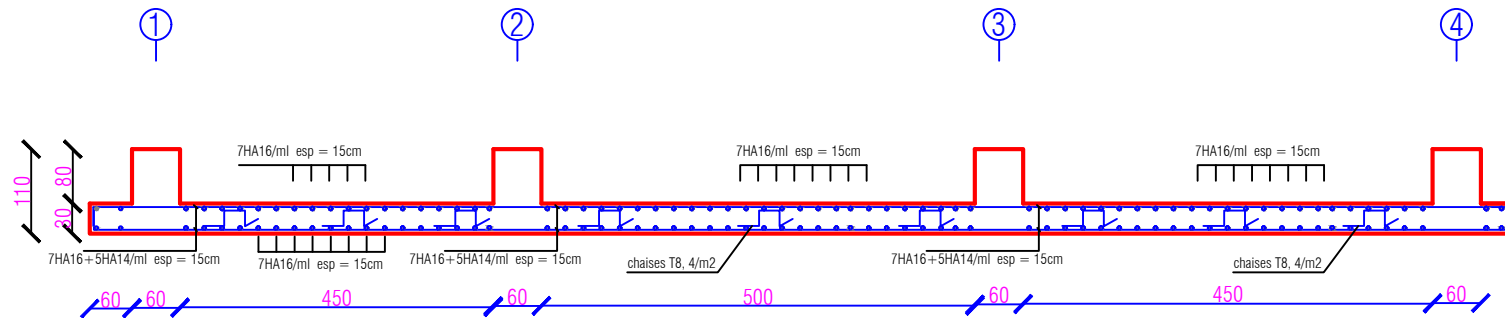
FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE POSTÉRIEURE



ferrailage de Radier niveau -3,57



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle : HENINE Kahina

DIRIGE PAR :

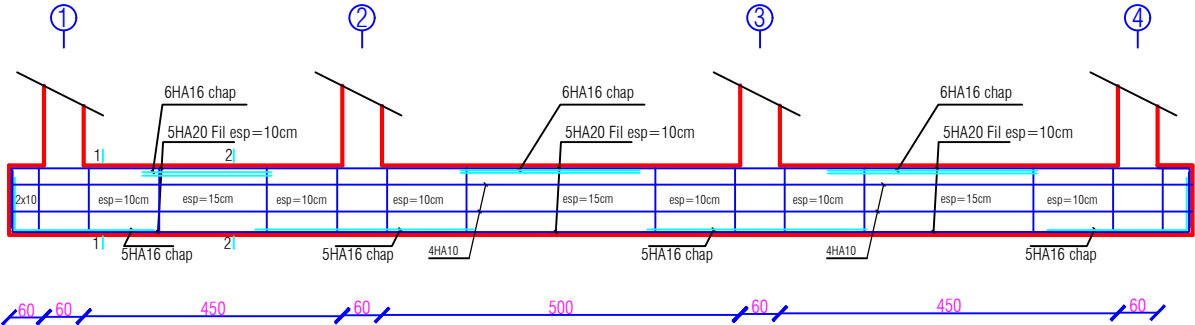
Mr MEGHLAT El-Mahdi

PROMOTION 2021/2022

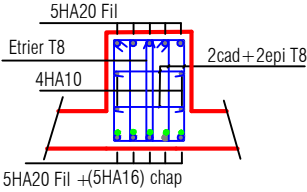
FERRAILAGE DE RADIER NIVEAU -3,57

ECHELLE 1/50

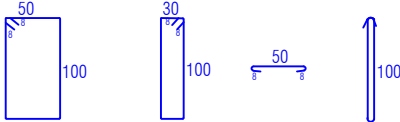
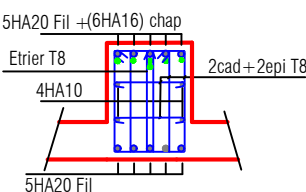
ferrailage des nervures axes A,B,C,D,E,F et G niveau -3,57



coupe 1-1



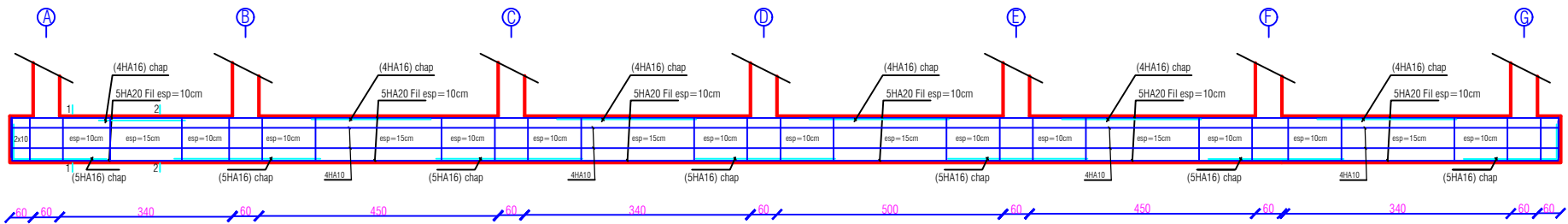
coupe 2-2



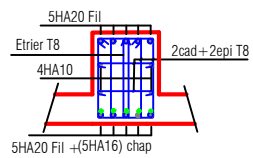
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mlle : HENINE Kahina	FERRAILAGE DES NERVURE AXES A,B,C,D,E,F et G NIVEAU -3,57
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2021/2022	ECHELLE 1/50

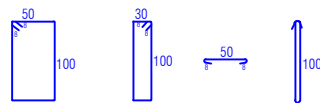
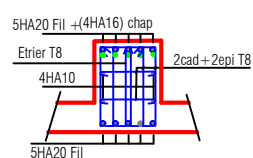
ferrailage des nervures axes 1,2,3 et 4 niveau -3,57



coupe 1-1



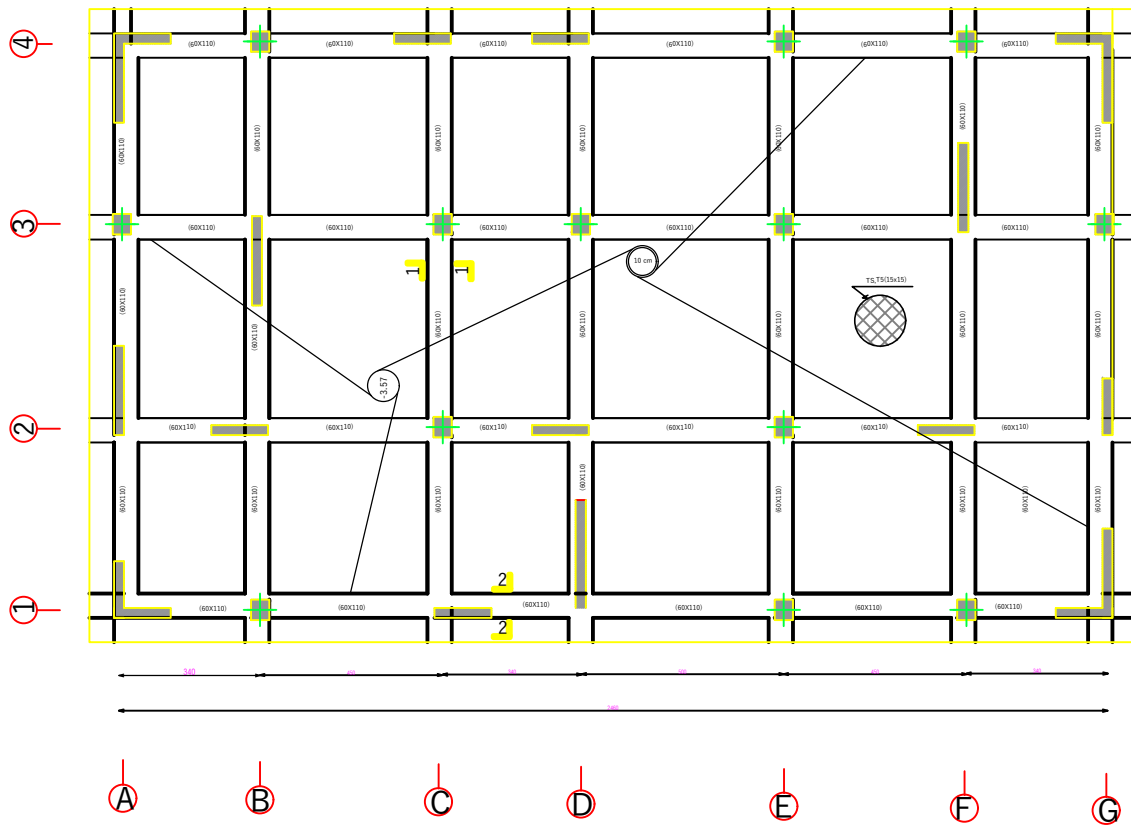
coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mlle : HENINE Kahina	FERRAILAGE DES NERVURE AXES 1,2,3,4 NIVEAU -3,57
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2021/2022	
ECHELLE 1/50	

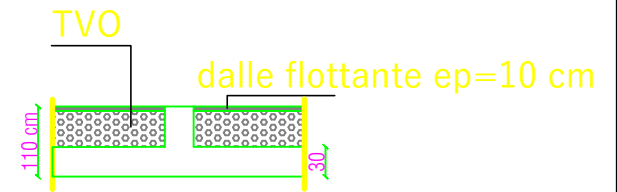
Plan de coffrage de radier niveau -3,57



Coupe 2-2



Coupe 1-1



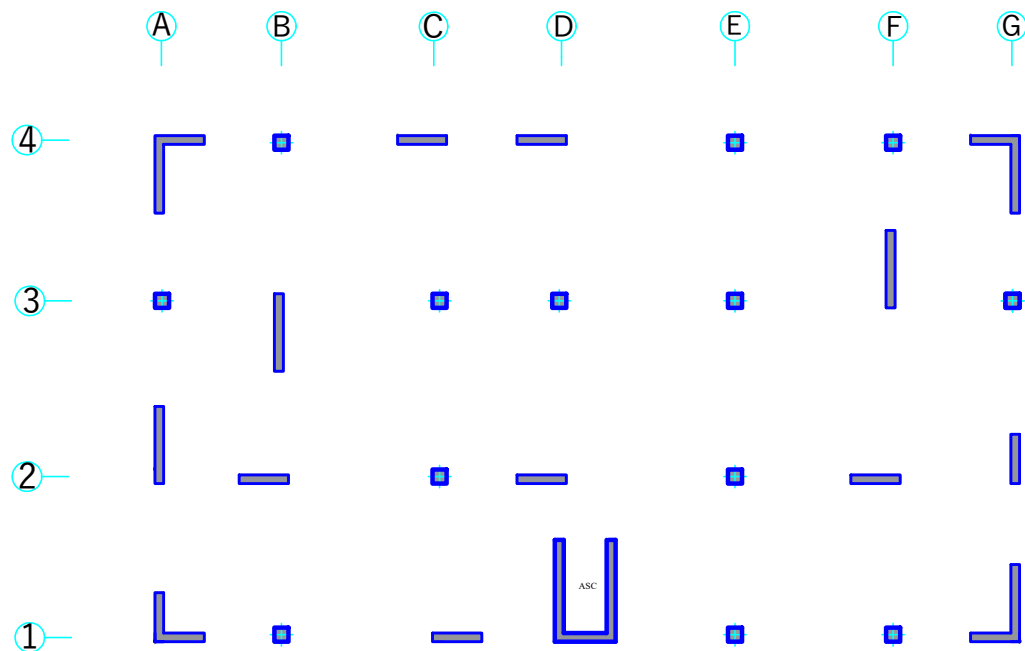
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mlle :HENINE Kahina
 DIRIGE PAR :
 Mr MEGHLAT El-Mahdi
 PROMOTION 2021/2022

COFFRAGE DU RADIER NIVEAU -3,57

ECHELLE 1/50

DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENTS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle :HENINE Kahina

DISPOSITION DES VOILES DU CONTREVENTEMENT

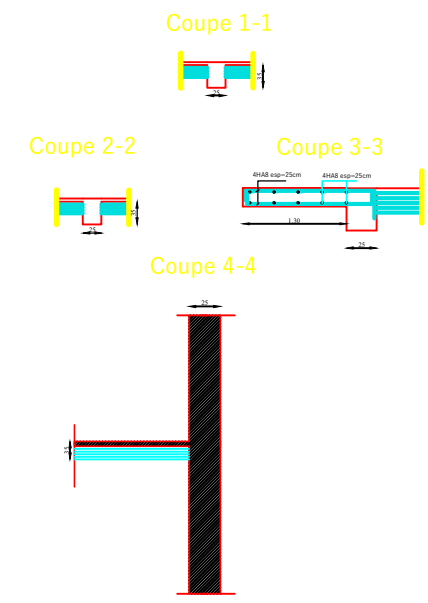
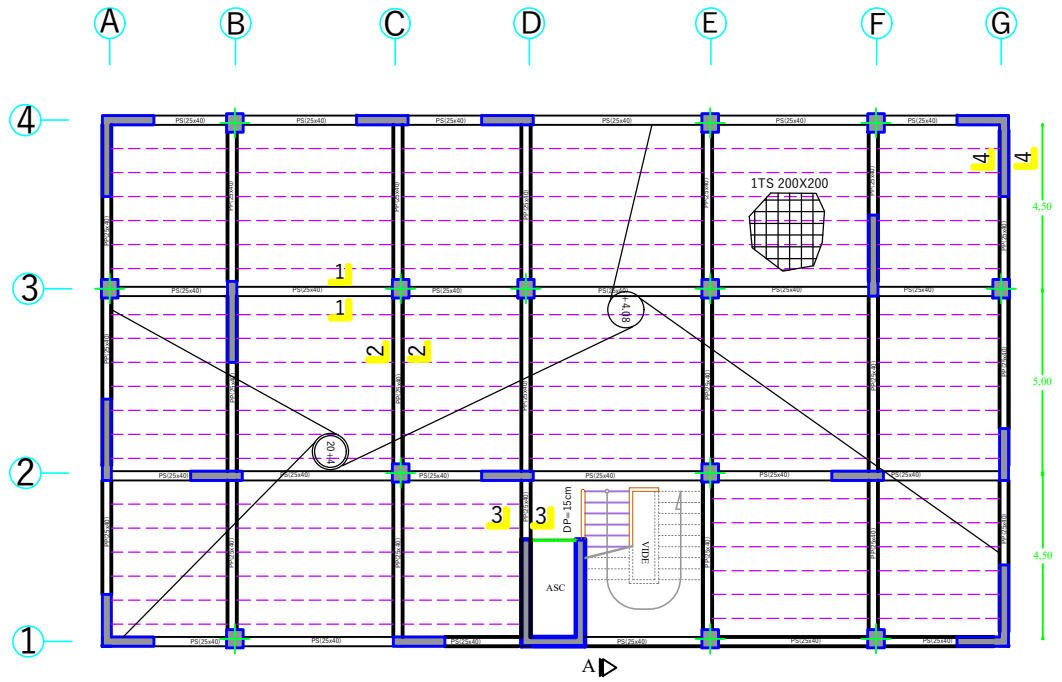
DIRIGE PAR :

Mr MEGHLAT El-Mahdi

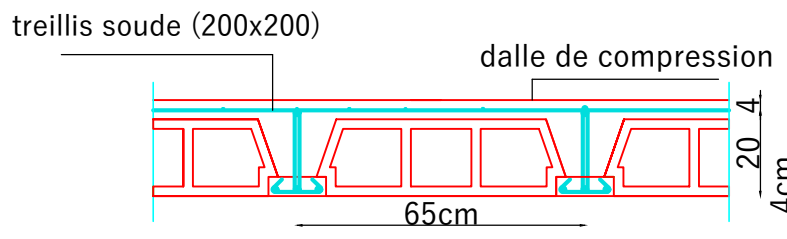
PROMOTION 2021/2022

ECHELLE 1/100

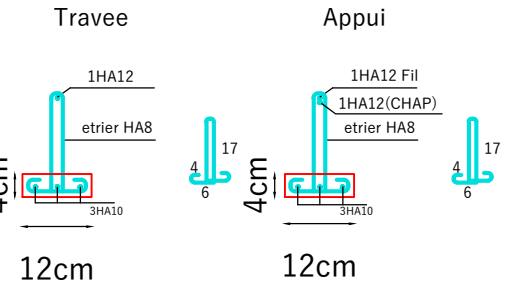
COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +4.08



DETAIL PLANCHER

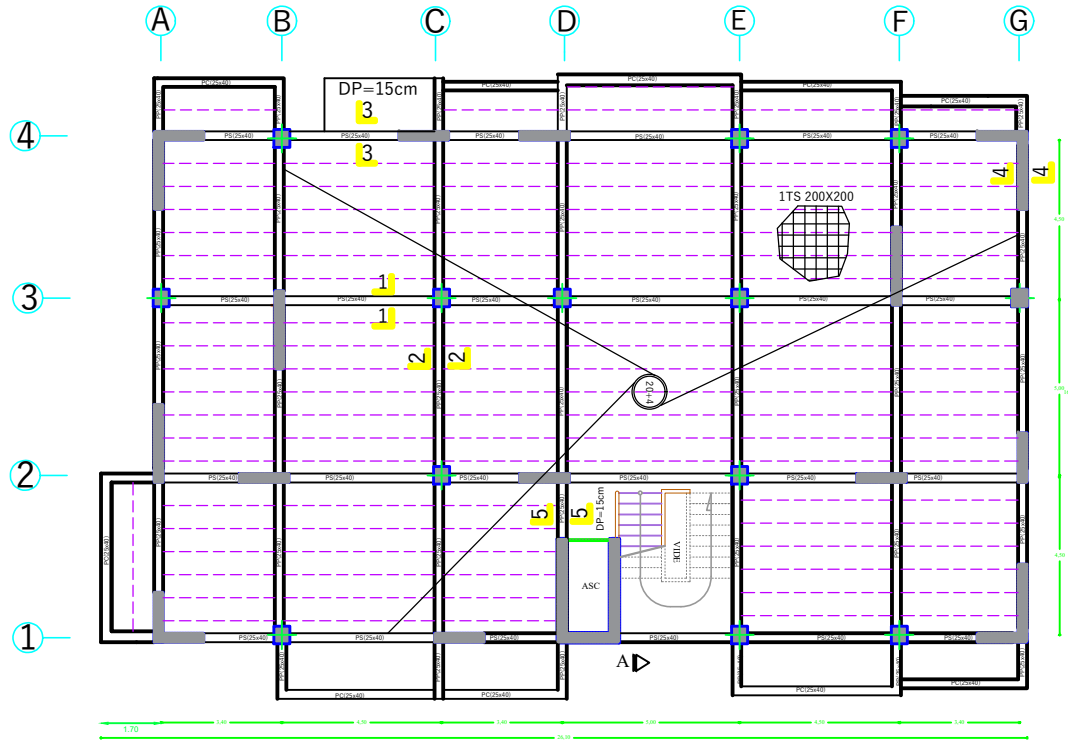


FERRAILLAGE POUTRELLE

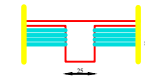


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mlle :HENINE Kahina	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU 4.08
DIRIGE PAR : Mr MEGHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2021/2022	
ECHELLE 1/50	

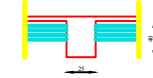
PLAN DE COFFRAGE ETAGES COURANTS



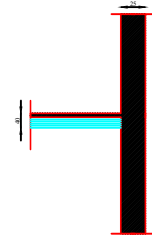
Coupe 2-2



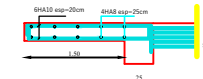
Coupe 1-1



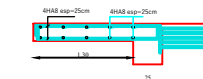
Coupe 4-4



Coupe 3-3



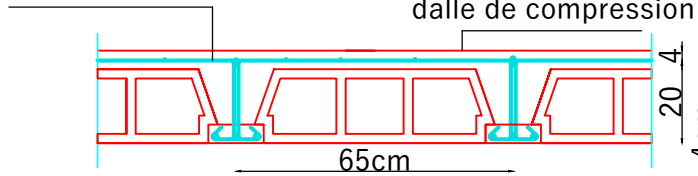
Coupe 5-5



DETAIL PLANCHER

treillis soude (200x200)

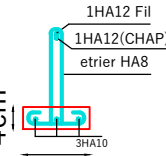
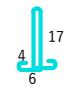
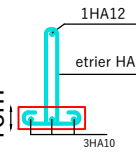
dalle de compression



FERRAILLAGE POUTRELLE

Travee

Appui



12cm

12cm

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mlle : HENINE Kahina

DIRIGE PAR :

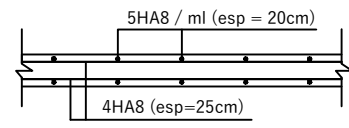
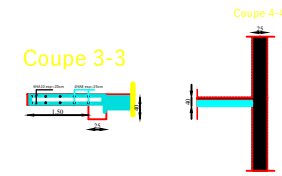
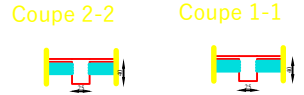
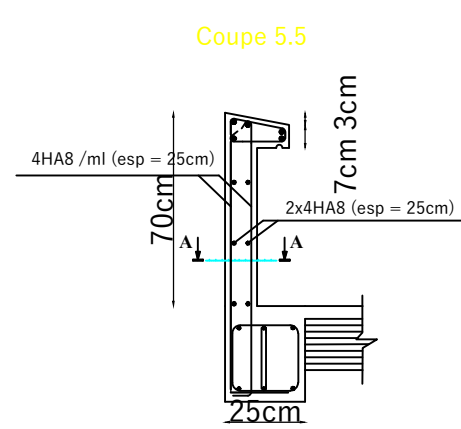
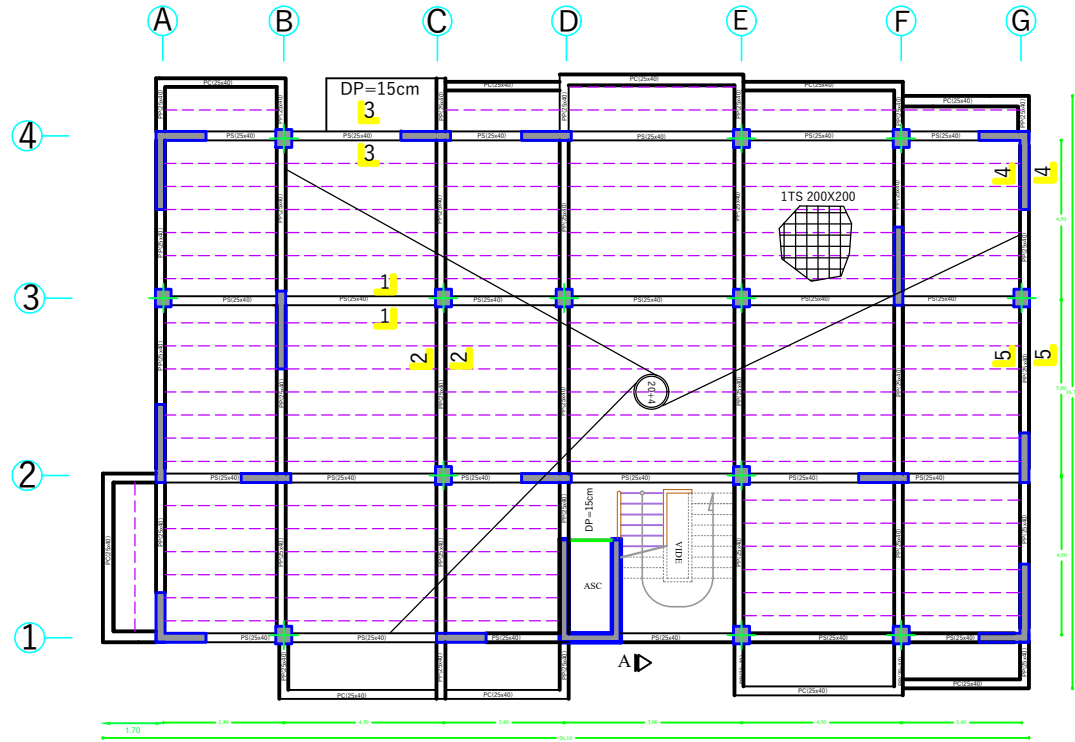
Mr MEGHLAT El-Mahdi

PROMOTION 2021/2022

COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES COURANTS

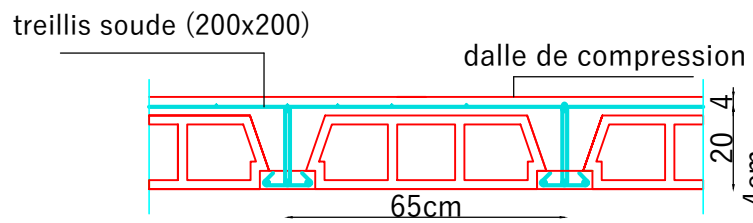
ECHELLE 1/50

PLAN DE COFFRAGE NIVEAU 25.50 m



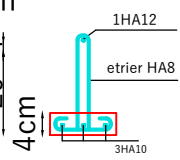
Coupe A-A

DETAIL PLANCHER



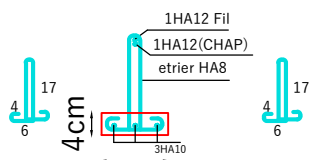
FERRAILLAGE POUTRELLE

Travee



12cm

Appui



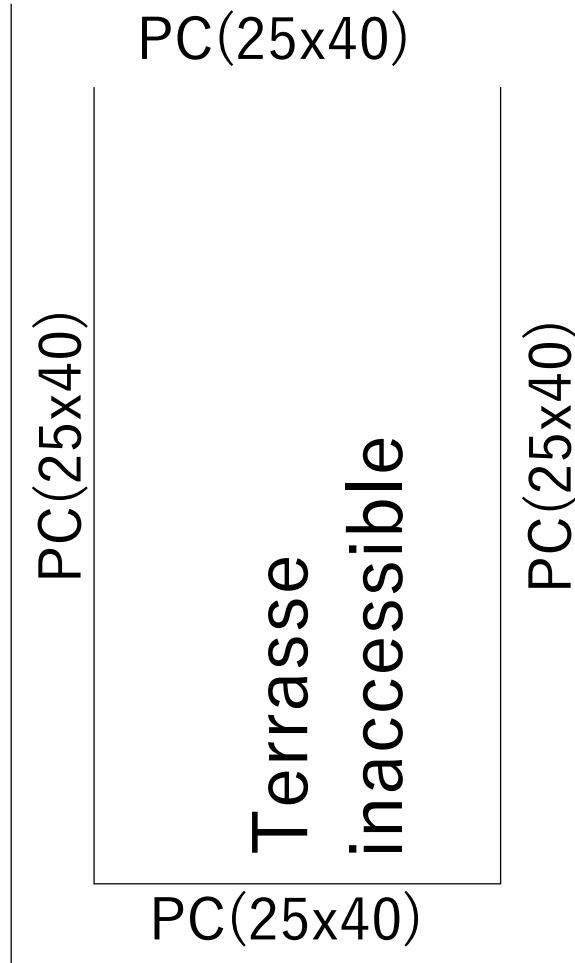
12cm

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

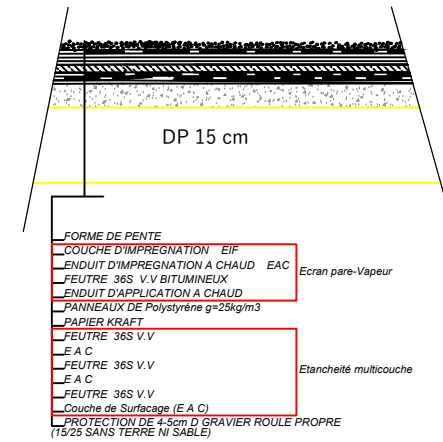
ETUDE PAR :
 Mlle :HENINE Kahina
 DIRIGE PAR :
 Mr MEGHLAT El-Mahdi
 PROMOTION 2021/2022

COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +25.50 m
 ECHELLE 1/50

COFFRAGE DU TERRASSE INACCESSIBLE NIVEAU +28.00 m



DETAIL TERRASSE INACCESSIBLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle :HENINE Kahina

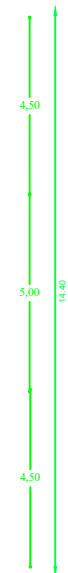
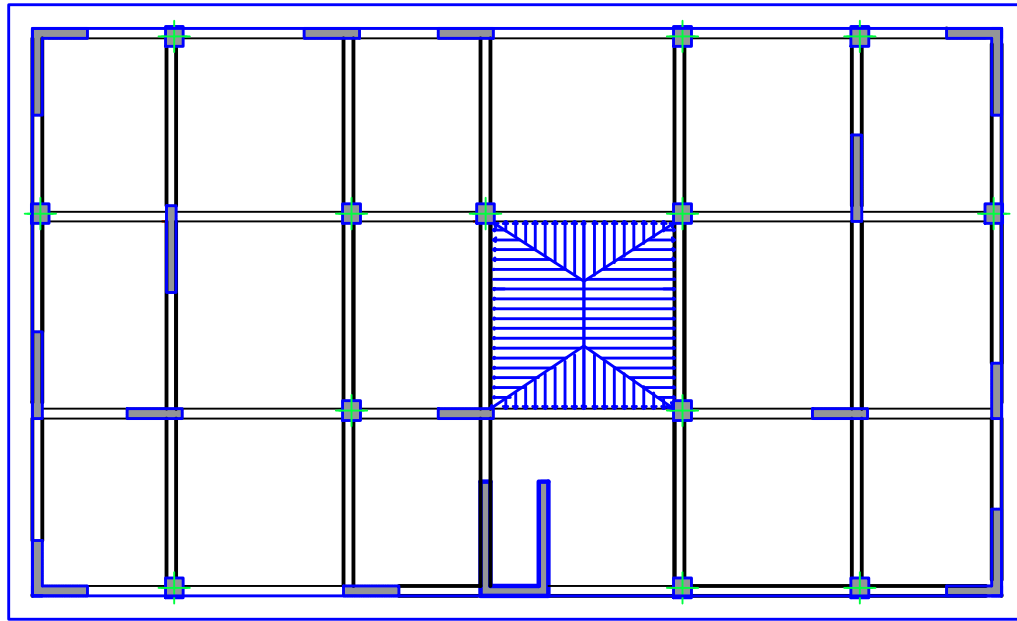
DIRIGE PAR :

Mr MECHAT El-Mahdi

PROMOTION 2021/2022

COFFRAGE DU TERRASSE INACCESSIBLE NIVEAU +28.00

ECHELLE 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mlle :HENINE Kahina

DIRIGE PAR :
 Mr MEGHLAT El-Mahdi

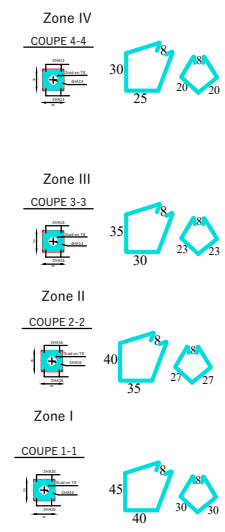
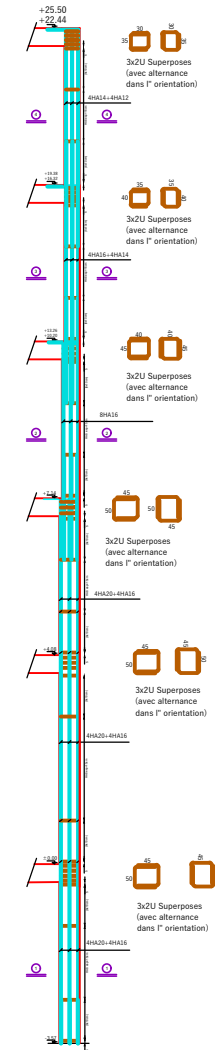
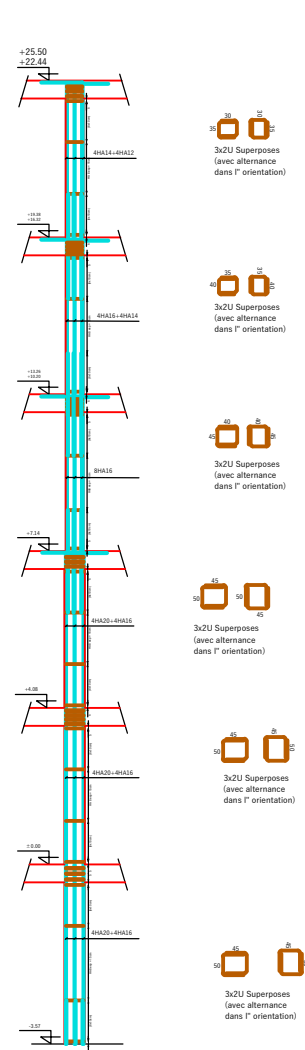
PROMOTION 2021/2022

ECHELLE 1/50

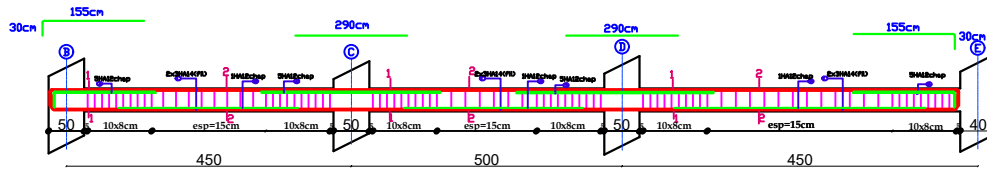
Ferrailage des poteaux

FERRAILAGE POTEAU de rive

FERRAILAGE POTEAU intermediaire

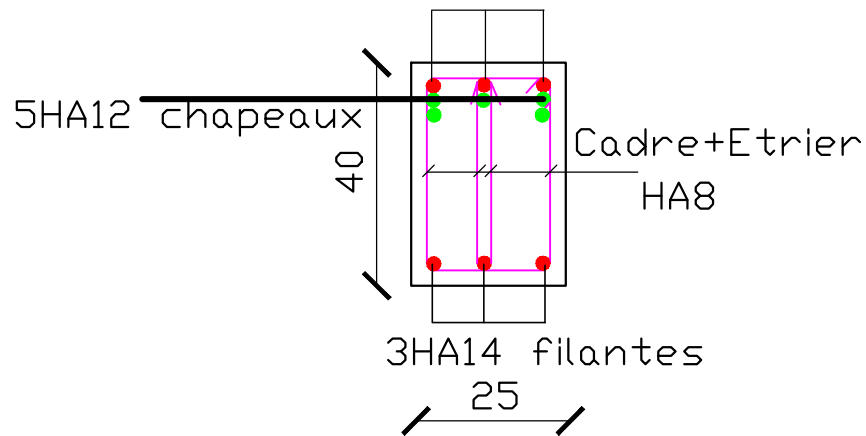


Ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles (25x40)



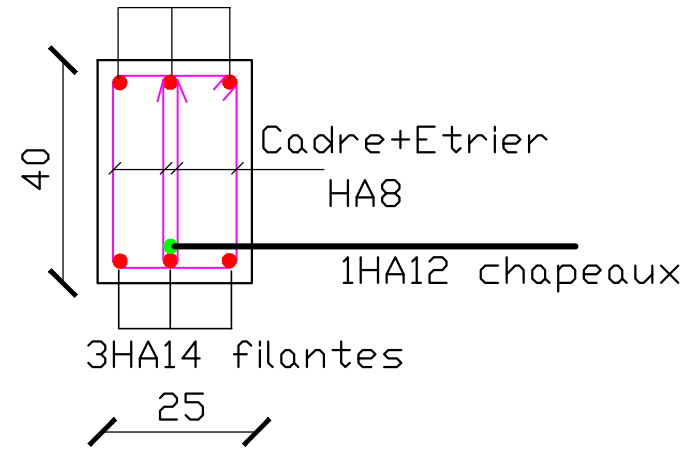
Coupe 1-1

3HA14 filantes

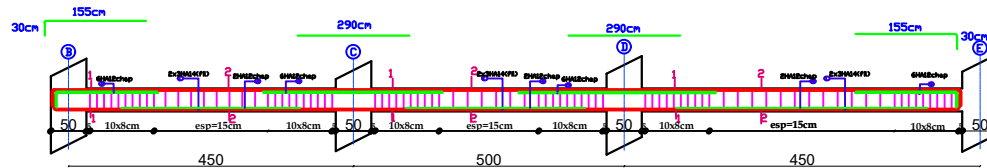


Coupe 2-2

3HA14 filantes



Ferrailage des poutres principales adherées aux voiles (25x40)



Coupe 1-1

3HA14 filantes

6HA12 chapeaux

40

Cadre+Etrier
HA8

3HA14 filantes

25

Coupe 2-2

3HA14 filantes

40

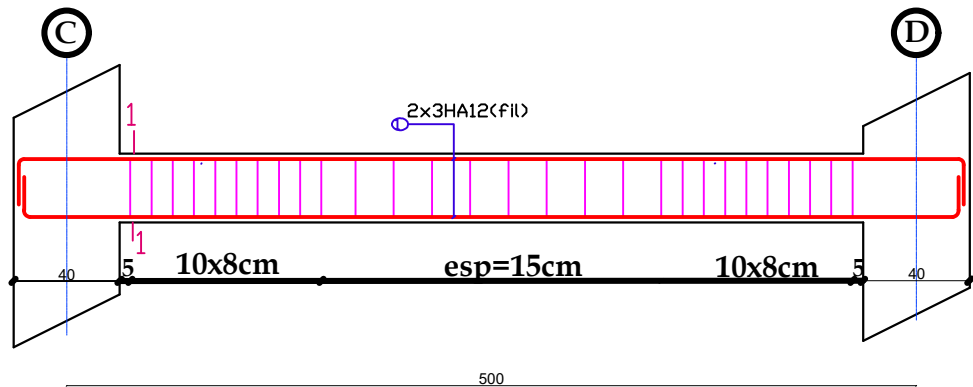
Cadre+Etrier
HA8

2HA12 chapeaux

3HA14 filantes

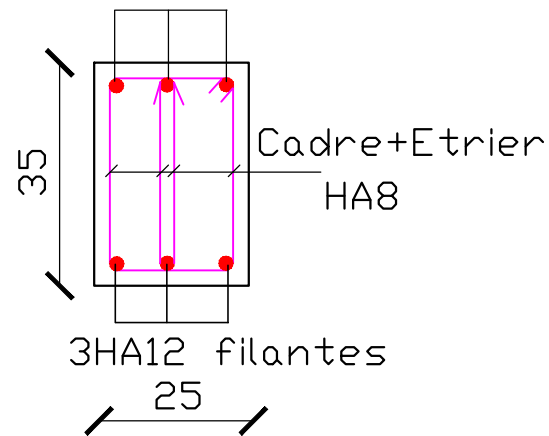
25

Ferraillage des poutres de chainages (25x40)

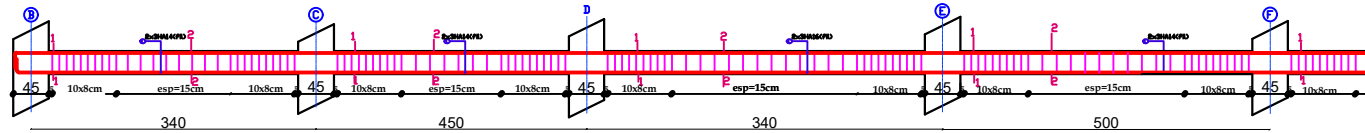


Coupe 1-1

3HA12 filantes

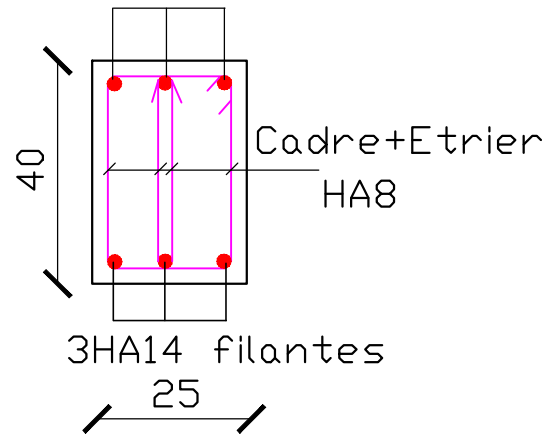


Ferrailage des poutres secondaires non adheeres aux voiles (25x40)



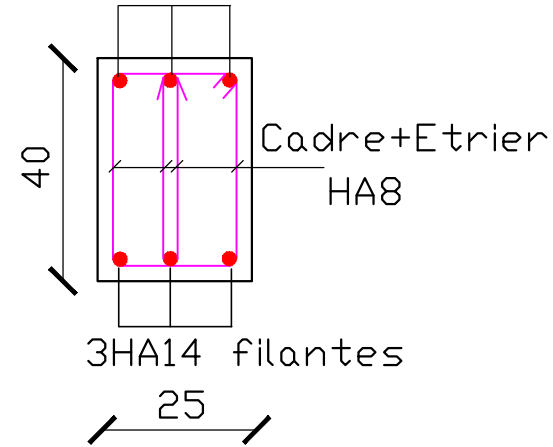
Coupe 1-1

3HA14 filantes

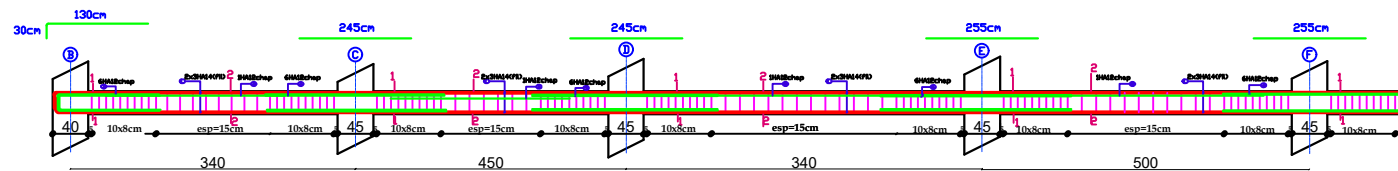


Coupe 2-2

3HA14 filantes

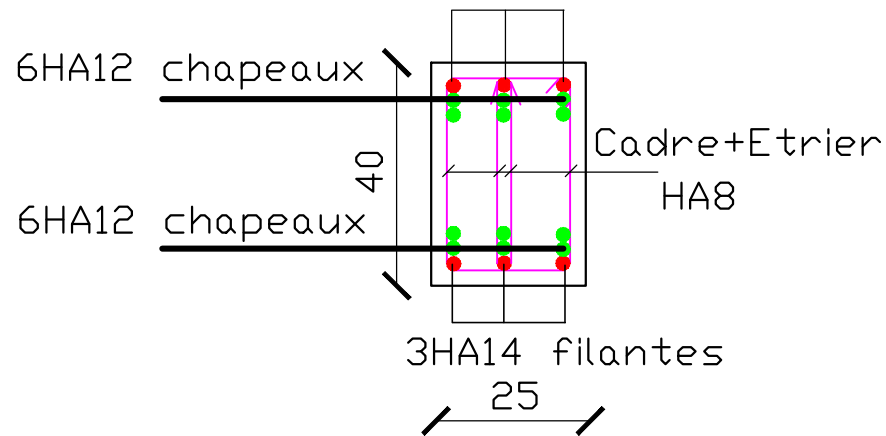


Ferrailage des poutres secondaires adherées aux voiles (25x40)



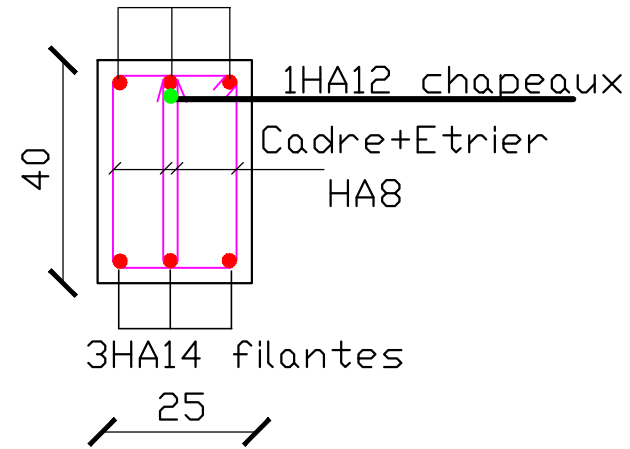
Coupe 1-1

3HA14 filantes

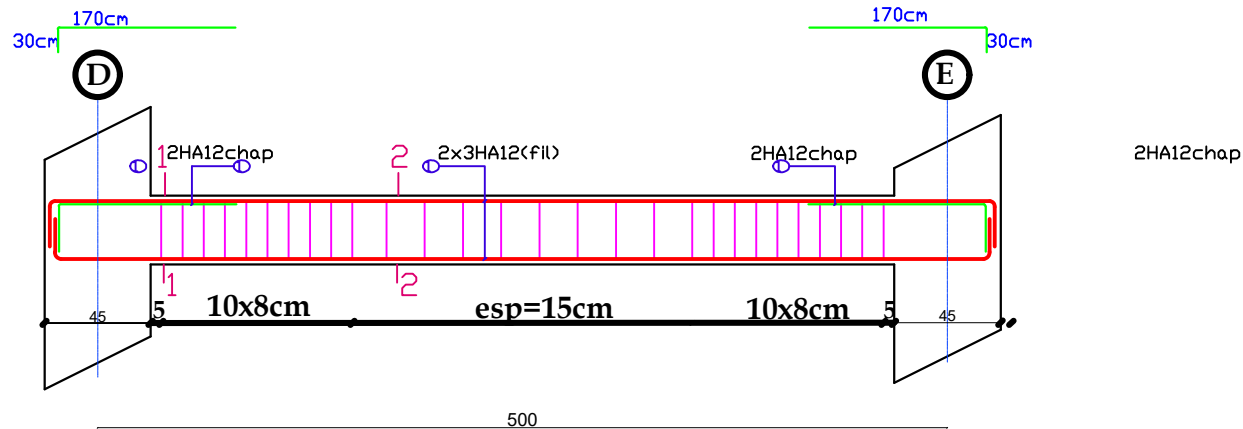


Coupe 2-2

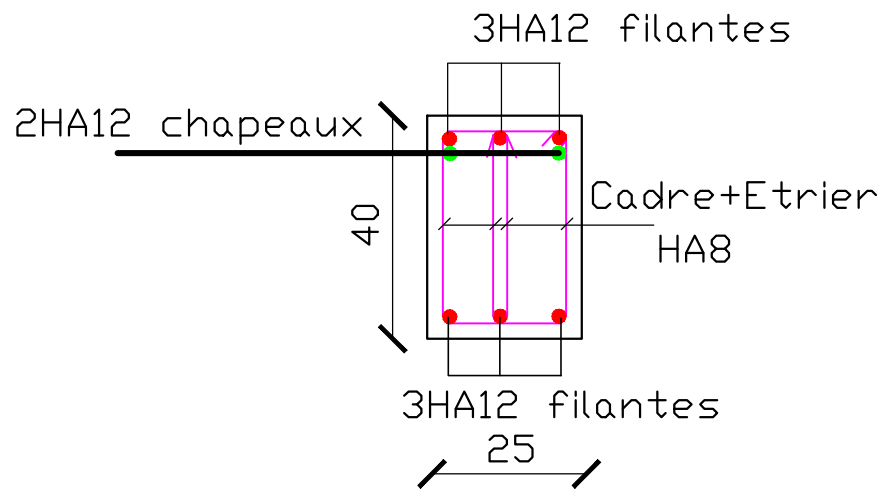
3HA14 filantes



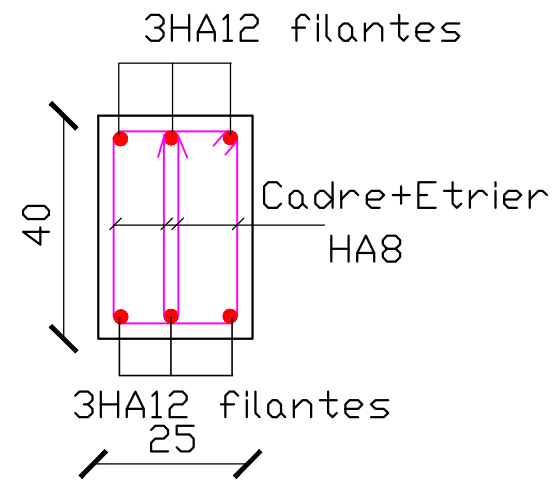
Ferraillage des poutres palieres axe 1 (25x35)



Coupe 1-1



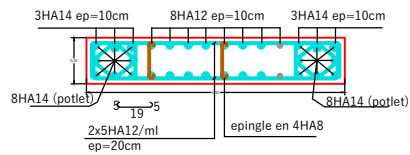
Coupe 2-2



Ferrailage des voiles

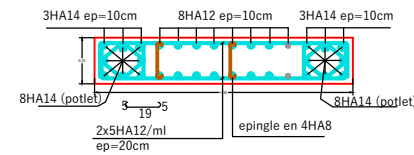
VL1. VL2. VL3. VL4. VL5.VL6

niveau -3.57 a +7,14



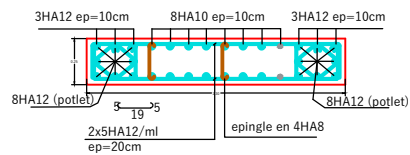
VL7. VL8. VL9. VL10. VL11

niveau -3.57 a +7,14



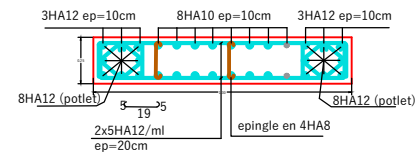
VL1. VL2. VL3. VL4. VL5.VL6

niveau 10,2 a +25,50 m



VL7. VL8. VL9. VL10. VL11

niveau 10,2 a +25,50 m

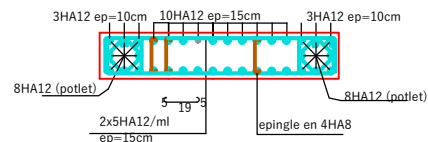


REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mlle HENNE Kaina	Ferrillage des voiles
DIRIGE PAR: M MECHLAT El-MANEN	
PROMOTION 2021/2022	ECHELLE: 1/25

Ferrailage des voiles

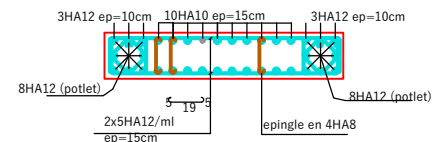
VT1 . VT2 .VT3 .VT4 .VT5 .VT10

niveau -3.57 a +7,14



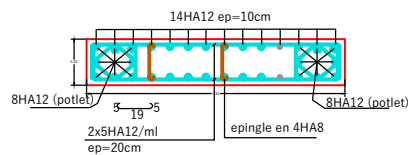
VT1 . VT2 .VT3 .VT4 .VT5 .VT10

niveau 10,2 a +25,50 m



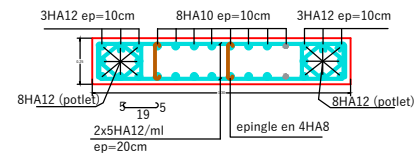
VT6 . VT7

niveau -3.57 a +7,14



VT6 . VT7

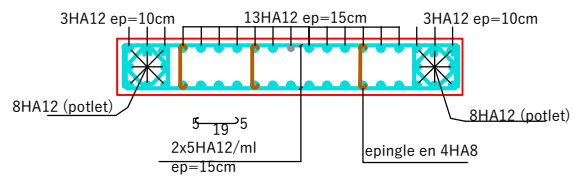
niveau 10,2 a +25,50 m



REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mlle HENINE Kahina	Ferrailage des voiles
DIRIGE PAR: M MECHLAT El-MANE	
PROMOTION 2011/2012	ECHELLE: 1/25

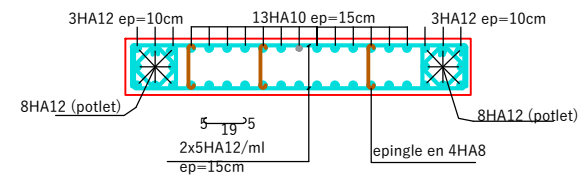
VT8 .VT9

niveau -3.57 a +7,14



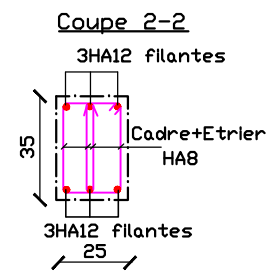
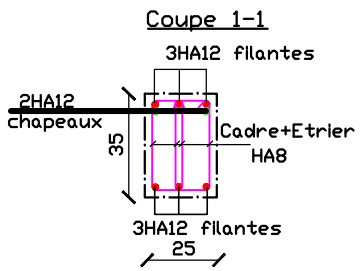
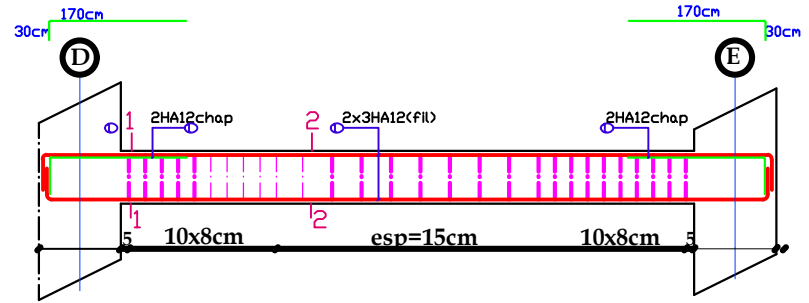
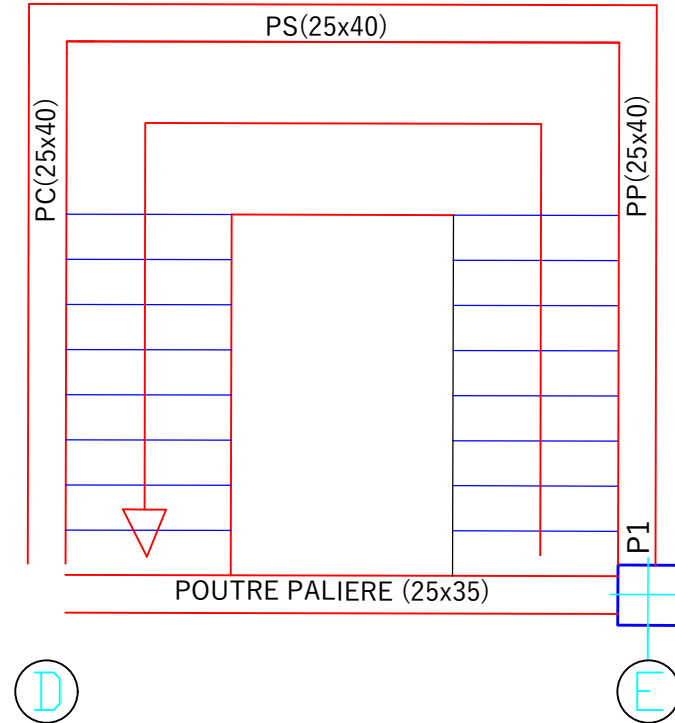
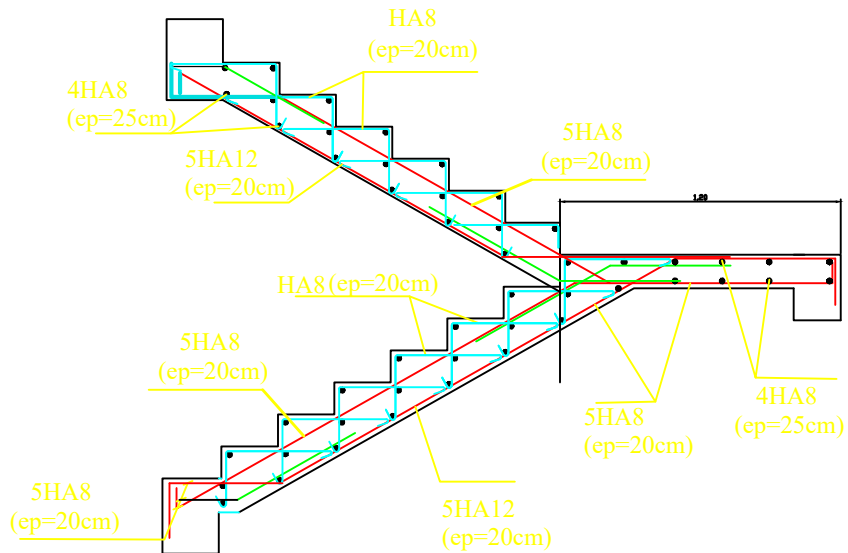
VT8 .VT9

niveau 10,2 a +28,00 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Mlle HENINE Kahina	Ferrailage des voiles
DIRIGE PAR: Mr MECHAT El-Mehdi	
PROMOTION 2021/2022	ECHELLE 1/25

PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIER ETAGES COURANTS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mlle: HENINE Kahina	PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIER ETAGES COURANTS
DIRIGE PAR : Mr MECHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2021/2022	
EHELLE 1/50	

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, sis en zone de sismicité moyenne II, est la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de ma formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées aux cours de l'étude, m'ont conduites à me documenter et étudier les méthodes que j'ai pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela m'a permis d'approfondir d'avantage mes connaissances en Génie Civil.

En effet, celui-ci m'a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents Techniques Réglementaires ainsi que leurs applications. Il m'a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC.....).

Aussi, j'ai constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- *La résistance ;*
- *La durabilité ;*
- *L'économie.*

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par ETABS, m'a permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il m'a permis une grande rentabilité de mon travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, je suis aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

En fin, on espère que ce modeste travail va être un grand apport pour les prochaines promotions, car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.*
- *Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.*

Logiciels :

- *Logiciel ETABS 9.7*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC*
- *EXCEL 2010*
- *WORD 2010*
- *AUTOCAD 2013*

Ouvrage :

- *Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI.*
- *Les abaques de PIGEAUD.*
- *Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)*
- *Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.*
- *Béton armé jean pierre mougien*
- *Formulaire de RDM youde xiong*