

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : constructions civiles et industrielles.



Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial
contreventement mixte avec l'application de l'ETABS

Réalisé par :

M^{elle} : LOUNAS Yasmina

Dirigé par :

M^r : DJELLOULI

Promotion:2018/2019

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné la sagesse et la santé de faire ce modeste travail.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr GHOUILEM de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminons nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



Dédicaces

Arrivé au terme de mes études par la grâce de Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A mes très chers parents aucune dédicace ne serait exprimer mon respect, mon amour éternel qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formules, le fruit de vos inondables sacrifices puisés Dieux vous accorde sante, bonheur et longue de vie et mon seul désir que vous soyez fière de moi.

A mes adorables frères Hassen. Brahim. Mahdi Nacer. Hakim. Mourad. Et leurs épouses.*

*A mes chères sœurs*Lynda Nadia Hayat Djamila et tous leurs époux*

Une spéciale dédicace à cette personne qui compte énormément pour moi,

et pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect et de l'amour mon future mari SAMIR HADJARAB Je ne le remercierai jamais assez pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leurs aide merci infiniment je vous aime fort

A mes nièces des très beaux anges que j'adore MALAK, DONIA, LYZIA, NANCY LAMAR MARIA RITADJ et mon intelligent RAYANE SALIME et le plus petit de la famille MOUHAMED AMINE je vous adore éternellement.

A mes copines des chambre L34 que je considère comme des sœurs pour moi Nadia et Kenza sans oublie ma chère KAMILIA GHANIA. SAMIRA. LAMIA SABRINA FAZIA qui je les souhaite des réussites et merci pour tous.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travaille.

SOMMAIRE

	Page
Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1-14
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	15-30
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1 Acrotère	31-38
III.2 Planchers	39-55
III.3 Escaliers.....	56-74
III.4 Poutre palière.....	75-84
III.5 balcon.....	85-90
III.6 sal machin.....	91-100
Chapitre IV : Présentation de logiciel ETABS	101-116
Chapitre V : Vérification de la structure.....	117-127
Chapitre VI: Ferrailage des poteaux.....	128-142
Chapitre VII: Ferrailage des Poutre.....	143-151
Chapitre VIII: Ferrailage des voiles.....	152-164
Chapitre IX: Etude de l'infrastructure.....	165-195
Conclusion générale	
Bibliographie	

INTRODUCTION



Introduction

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risque sismique, les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importantes.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

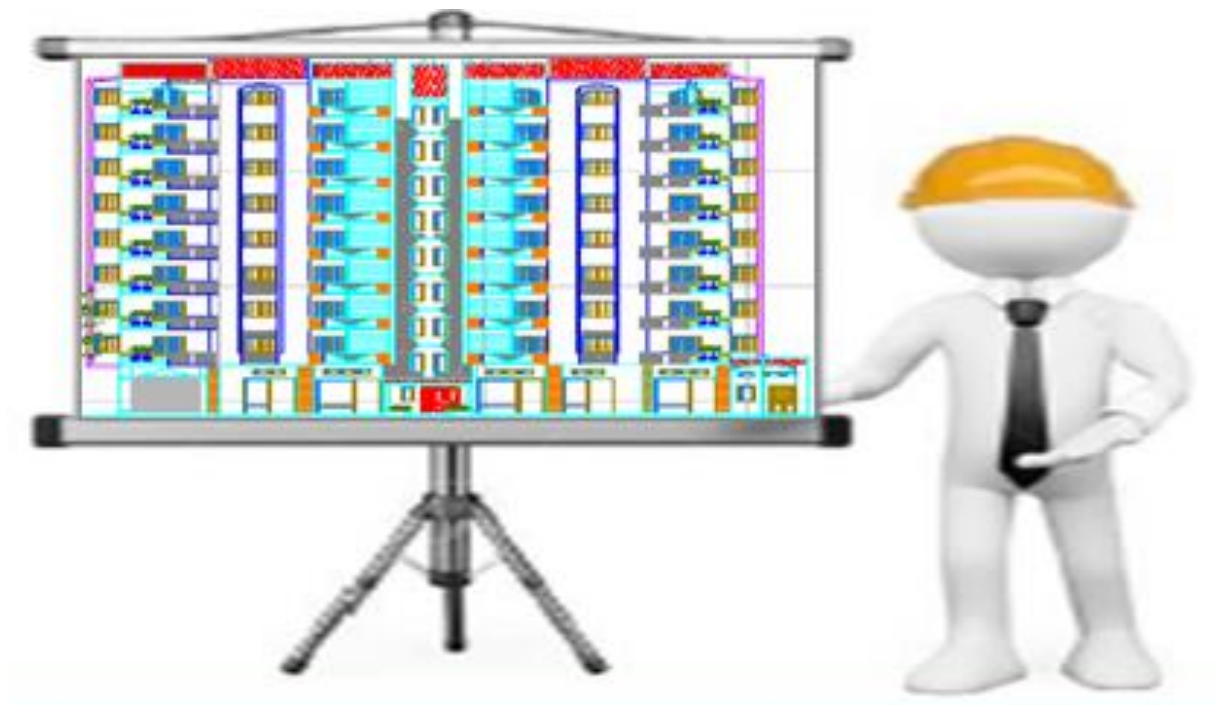
L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur de génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre en tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, la résistance, l'esthétique et surtout assuré la sécurité des usagers pendant et après le séisme.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considération à savoir la catégorie du site; la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales .

le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple (commerce + habitation) en **R+8** est contreventé par un système mixte (voiles portiques).L'étude de cette structure se fait tout en respectant les réglementations technique (**RPA99Révisé 2003;BAEL et CBA93**), la modélisation de notre structure se fait avec le logiciel ETABS.

Chapitre I



Présentation de l'ouvrage

II.1. Description et implantation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'un bâtiment à usage multiple (commerces et habitation) en R+8

Ce bâtiment comporte :

- 01 rez-de-chaussée à usage commercial.
- 08 étages courants à usage d'habitation.

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), il sera implanté à BOGHNI wilaya de TIZI OUZOU, une région de moyenne sismicité classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) en zone (II. a) et sur un sol du type (S₂)

1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Cet ouvrage présente les caractéristiques géométriques suivantes :

- Largeur totale du bâtiment est de : 21,00m.
- Longueur du bâtiment est de : 16,10m.
- Hauteur totale du bâtiment est : 31,06 m.
- Hauteur rez-de-chaussée est de : 4,08m.
- Hauteur d'étage courant est : 3,06 m.
- Hauteur de l'acrotère de bâtiment est : 0,60 m.
- La résistance caractéristique de béton à 28 jours : 25 MPA.

2. Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature :

Selon la définition de RPA: Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

- **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- **Voiles**: Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé 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 et on trouve dans cet ouvrage un seul type de voiles:
 - ✓ **Voiles de contreventements** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

b) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Ils assurent également les fonctions suivantes :

- **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation :** les planches permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

On distingue deux types de planchers:

- **Planchers en corps creux:**

Les planchers en corps creux sont constitués de:

- ✓ **Nervures :** appelées poutrelles.

Qui assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est généralement de 56cm à 65cm .

- ✓ **Un remplissage en corps creux**

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

- ✓ **Une dalle de compression en béton**

De 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:

- § Limiter les risques de fissuration par retrait.
- § Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- § Réaliser un effet de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

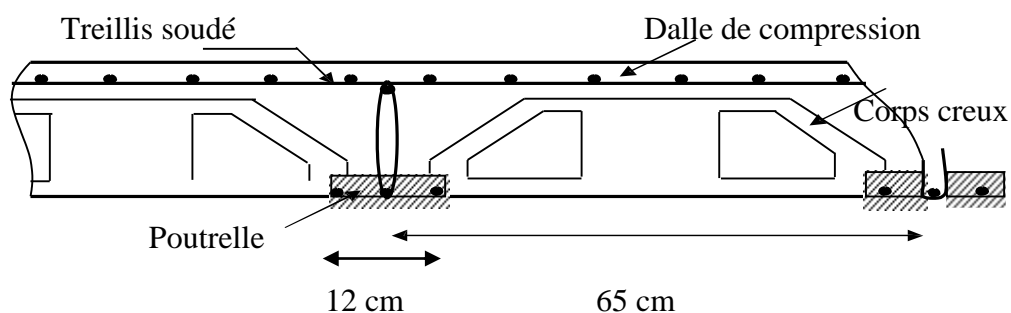


Figure I.1 Schématisation d'un plancher en corps creux.

- **Dalle pleine en béton armé:** Les dalles pleines en béton armés ont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux-dalles pleines):

-Les planchers de rez-de-chaussée, et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

-Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme pentée de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

-Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) et la salle machine.

c) Les balcons :

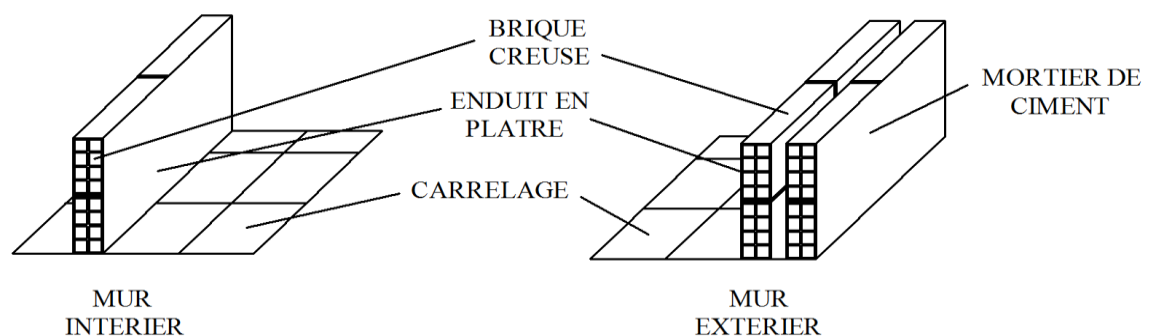
Sont des plates-formes entourées d'une balustrade ou d'un garde-corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Dans notre bâtiment on a un seul type de balcon en dalle pleine.

d) La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique et phonique.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuse de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable



e) **Les escaliers :** ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectue par étage.

f) Le revêtement :

Ils seront réalisés en :

- Carrelages cellés pour les planchers et les escaliers.
- Céramique et marbre pour les salles d'eau et les cuisines.

- Mortierdecimentpourlesmurs defaçade, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Plâtrepourles cloisonsintérieures etles plafonds.

g) Le coffrage :

On utilise le coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

Le coffrage doit être nettoyé avec soin de manière à le débarrasser des poussières, on peut éventuellement enduire les surface de coffrage d'huile pour facilité le décoffrage.

H)L'acrotère:

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

i) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cages d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme

j)Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure latransmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le choix de type de fondation dépendde type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles serontdéfinies dans les chapitres qui suivent.

- Les caractéristiques de sol sont : 2bar.

k) Terrasse inaccessible:

Notrebâtimentseramenud'uneterrasseinaccessible

réaliséeencorpscreuxetd'unedalledecompressionavecunrevêtementcomposéde:

- Formedepentede1.5%pourfaciliterl'écoulementdeseaux.
- Isolantthermiqueprotégeantl'élémentporteuràdeschocsthermiqueet limitantlesdéperditions, lanatureisolantpeutêtreenpolyptère, liège ouen moussedeverre.
- Revêtementd'étanchéité.
- Protectionlourde(gravierroulé).

4. Règles et normes utilisés :

Pourle calcul justificatif des éléments constituant l'ossature du notre bâtiment nous utiliserons les documents suivants :

- R.P.A 99 modifié en 2003 : Règlement parasismique Algérien.

- BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites.
- D.T.R : Document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges.

5. Principes des justifications: (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Nous distinguons 2 états limites :

a) États limites ultime (ELU):

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite:

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction;
- De la résistance des matériaux: concerne la non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage ;
- États limités de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures ;
- De la stabilité de forme.

b) États limités de service (ELS):

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de la compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux: le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

A) Béton :

a) Définition :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il est caractérisé par son point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui

élevé par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile. Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

- La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment=0.5 cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.
- Si eau/ciment > 0.5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- Si eau/ciment < 0.5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et un mauvais

b) Resistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours (f_{28}).

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. (**A.2.1.11 / BAEL91 modifié 99**): Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (**A.2.1.13/BAEL91 modifié 99**):

- Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :
 - Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
 - On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
 - On peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
 - Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.
- Dans notre cas on a fixé $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

(**A.2.1.11/BAEL91 modifié 99**): La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- **Pour $j < 28$ jours :**

$$f_{cj} = j \cdot \frac{f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = j \cdot \frac{f_{c28}}{1,4 + 0,95j} \text{ pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

- **Pour $j \geq 60$:**

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

Telle que :

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

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton à la compression à 28 jours

c) Résistance caractéristique de béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1,12/BAEL91 modifié 99})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1$

Note: f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm²

d) Module de déformation :

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

• **Module de déformation transversal :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ en MPa (Art. A.2.1.3/BAEL91 modifié 99)}$$

Avec :

E: module de Young

ν : Coefficient de poisson

- ✓ **Le coefficient de poisson (ν)** est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1,3/BAEL91 modifié 99)

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$: pour le calcul des déformations à l'état limite ultime (ELU).

• **Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale:

- ✓ **Le module instantané E_{ij}** : est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Il est donné par

$$E_{ij} = 110000 (f_{cj})^{1/3} \text{ en MPa} \quad (\text{Art A-2.1,21 BAEL91 modifié 99}).$$

- ✓ **Le module différé E_{vj}** : est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée (cas courant), qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ en MPa (Art A-2.1, 22 BAEL91 modifié 99)}$$

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

$$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \quad \text{--- } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow$$

$$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

e) **Contrainte à la compression :**

- **ELU (Etat Limite Ultime)**: Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Cette contrainte à ELU est donnée par la formule :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (Art. A4.3.41, BAEL 91 modifié 99)}$$

Telle que

- ✓ γ_b : coefficient de sécurité de béton.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation durable}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle}$$

- ✓ θ : coefficient fixe en fonction de la durée d'application des combinaisons d'action.

$$\theta = 1,00 \begin{cases} \text{si } T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,90 \quad \text{si } 24 \text{ h} > T > 1 \\ \theta = 0,85 \quad \text{si } T < 1 \text{ h} \end{cases}$$

T: durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

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

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

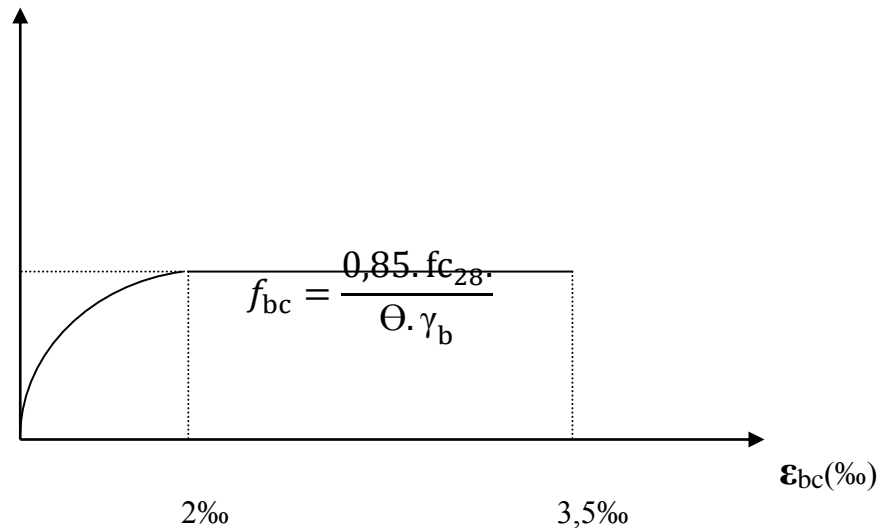


Diagramme contrainte déformation du béton.

Le diagramme est composé :

- ✓ D'une partie parabolique et la déformation limite à 2 ‰ (état élastique).
- ✓ D'une partie rectiligne (état plastique).
- ✓ $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = f_{bc}$

- **ELS (Etat Limité de Service)**: C'est l'état au de là duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabolique est dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limitée de service en compression est limitée par $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa (Art 4.5.2 BAEL91)}$$

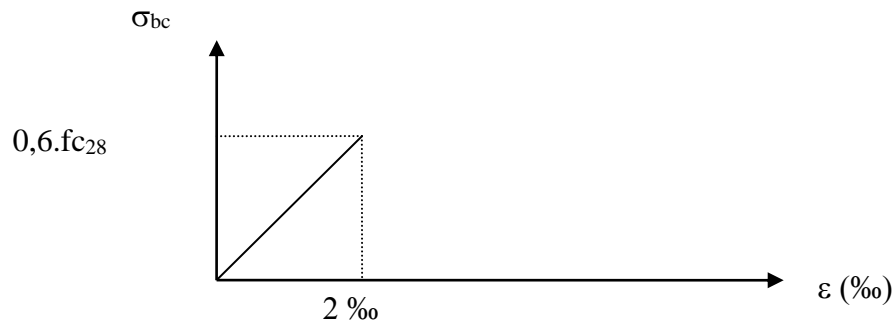


Diagramme contrainte-déformation du béton.

- **contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{b.d} \quad (\text{Art 5.1,1/BAEL91 modifié 99})$$

Avec V_{μ} : effort tranchant

➤ Les contraintes limites admissibles :

- ✓ Cas de fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{\mu} = \min(0,13. f_{c28}; 5\text{MPa})$$

- ✓ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{\mu} = \min(0,1. f_{c28}; 4\text{MPa})$$

B) Acier :

- **Définition:**

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement très sensible à la traction, est pour ça on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (R. L) et les barres à haute adhérence (H. A).

- **Les aciers utilisés :**

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

- ✓ On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé(TS) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I-1 : caractéristique des aciers

- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à:

$$E_S = 2.10^5 \text{ en MPa. (Art A.2.2, 1/ BAEL91)}$$

- **La limite élastique garantie Fe :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ .

- **Diagramme contrainte déformation**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet d'une traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

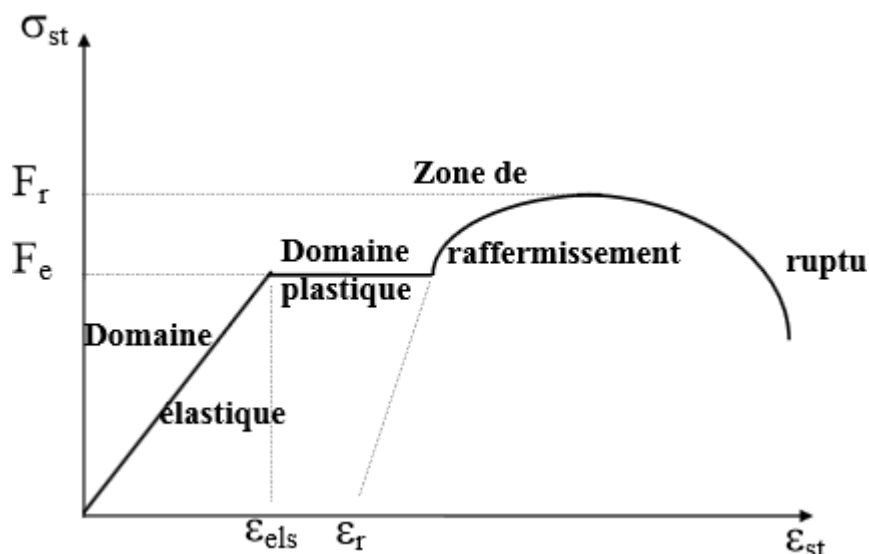


Diagramme contrainte- déformation

Avec :

Fr : Résistance à la rupture ;

Fe : Limite d'élasticité ;

εes : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier ;

εr : Allongement à la rupture.

✓ On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire ;

Zone AB : Domaine plastique ;

Zone BC : Domaine de raffermissement ;

Zone CD : Domaine de rupture.

- **Contraintes limites**

- ✓ **Calcule de la contrainte limite à l'ELU:**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Art.2.1.2/BAEL.91)}$$

Avec:

σ_s : La contrainte d'acier a l'ELU.

f e: Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité .

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \text{Situation courante} \end{array} \right. \text{ (A.4.3,2/BAEL91 modifié 99)}$$

- ✓ **Calcule de contrainte limite à l'ELS**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures importantes du béton, la contrainte des armatures tendues sur la sollicitation de service la plus déformable, doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après :

- ✓ **Fissuration peu préjudiciable : (Art.4.5, 32/BAEL91)**

Les éléments se trouvent dans des locaux couverts, ils ne sont soumis à aucune condensation dont il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite élastique.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

✓ **Fissuration préjudiciable : (A.4.5,33/BAEL91)**

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries. La contrainte admissible de traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_s = \min \left\langle \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\rangle$$

Avec : f_{tj} : résistance caractéristique de béton à la traction

$\eta = 1,6$ acier HA.

$\eta = 1,0$ acier RL.

$\eta = 1,3$ cas des files dont $\phi < 6\text{mm}$

✓ **Fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91 modifié99)**

Les éléments soumis à des milieux agressifs et aux intempéries, la contrainte admissible de traction de l'acier est :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\}$$

• **Diagramme de contraintes – déformations de calcul : (A.2.2,2/BAEL91 modifié99)**

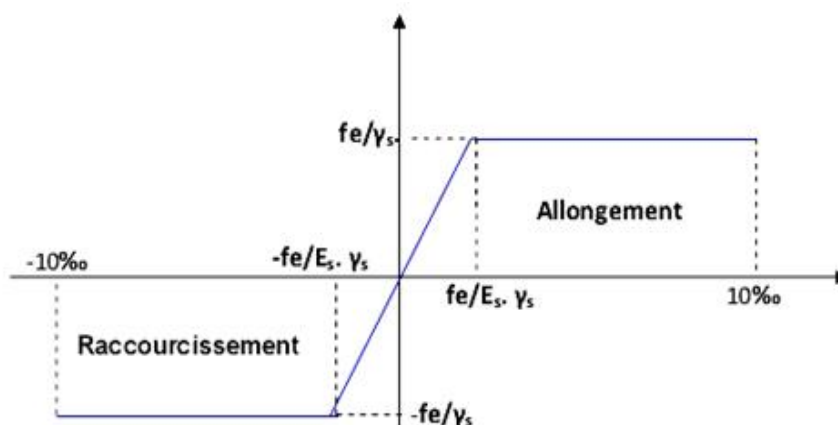


Diagramme contrainte - déformation

- **Protection des armatures : Art A.7.1 /BAEL91) :**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes

C ≥ 5 cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

C ≥ 3 cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

C ≥ 1 cm : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C= 3 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre : **C= 2 cm**.

Conclusion:

Aseniveauonadéfinittouteslesélémentsquicontientnotreouvrage,etles caractéristiquesmécaniqueetmassiquedesmatériauxqu'onvautiliséeslorsdela construction,on respectant les règles de**BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique algérien (**RPA**).

Chapitre II



*Pré dimensionnement des
éléments*

II.1 Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 » et les bases de «BAEL 91/modifié 99», « CBA 93 » ainsi que le «DTR-B. C.2.2 » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.2 Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1) Les Planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées perpendiculaire par rapport à la plus grande portée supportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - ✓ **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- } (D'après le CBR)

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses tâches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur totale (h_{tp}) est donné par les formules suivantes :

(Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424/BAEL91})$$

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Remarque :

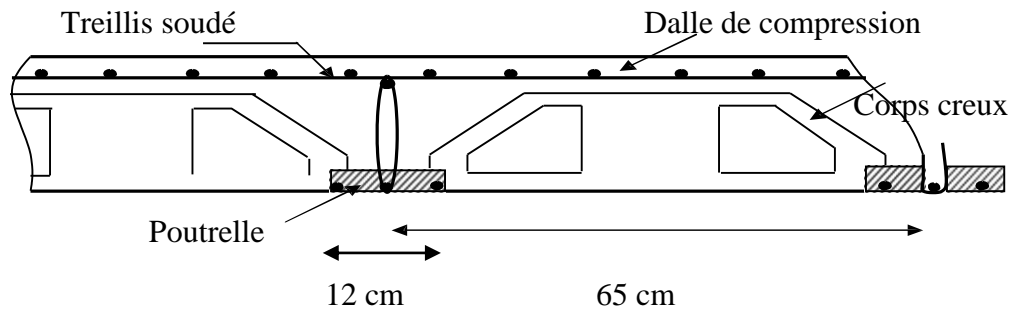
En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone II_a.

Dans notre cas : $L_{max} = 340 - 25 = 315$ cm

Ce qui nous donne : $h_{tp} = 315 / 22,5 = 14$ cm.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
 - L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**
- } **(DTR C.3)**



- **Dalle pleine :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend de condition essentielle de résistance à la flexion. La hauteur du la dalle pleine doit satisfaire la condition suivante :

$$e_p = L/10$$

Tell que : L : Largeur du la dalle pleine.

$$e_p = \frac{1.50}{10} = 0.150\text{m}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 15\text{cm}$.

II.2.2) Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est L'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrés.

Selon les règles «**B.A.E.L.91_modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement« **RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

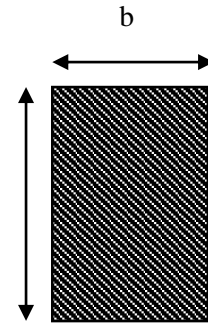
$$\mathbf{h} : \text{hauteur totale de la poutre comprise entre} \quad \Rightarrow \quad \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L}}{\mathbf{10}} \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\mathbf{b} : \text{largeur de la poutre comprise entre} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{0.4 h} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0.7 h}$$

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Selon le **RPA 99/2003** les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II_a) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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



Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- ✓ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- ✓ Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

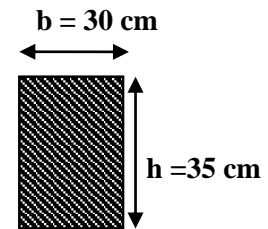
- **Poutres secondaire :**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

Hauteur (h) : On a : $L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \iff 21 \text{ cm} \leq h \leq 31,5 \text{ m}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$



Largeur (b) :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Pour uniformiser la base des poutres

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

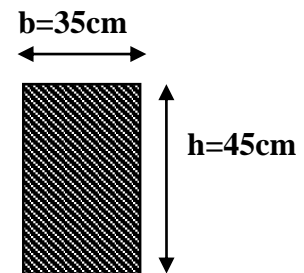
- **Poutres principales :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

Hauteur (h) : On a $L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \iff 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$



Largeur (b) :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \iff 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

<i>Conditions</i>	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérification</i>
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	Ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Ok
$h/b \leq 4$	1,14	1,16	Ok

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : **(35 x 45) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30 x 35) cm²**.

II.2.3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- **L'épaisseur du voile (e) :** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

Avec :

a : épaisseur d'un voile.

L : portée min du voile.

h_e : hauteur d'étage.

$$(e \geq 15[\text{cm}]).$$

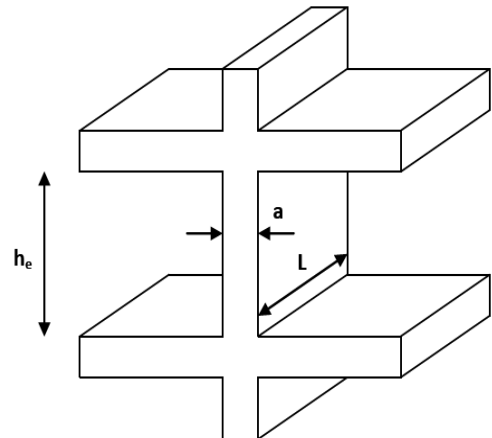
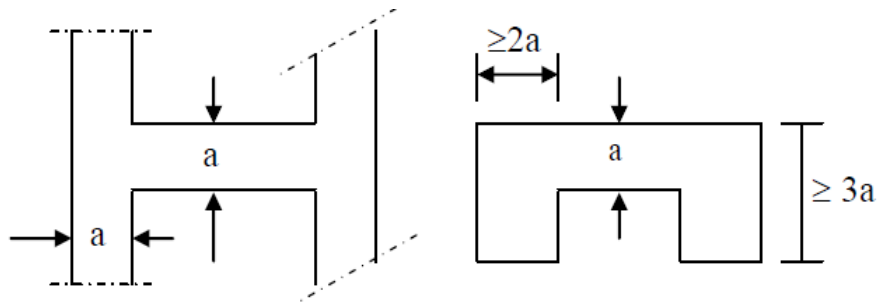


Figure II.1 : Coupe de voile en élévation

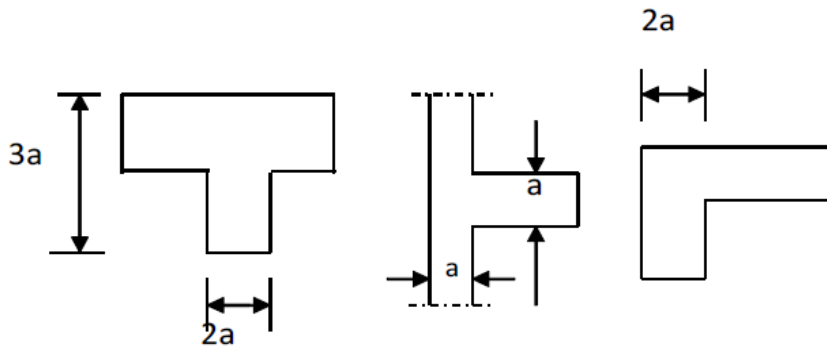
Trois cas peuvent se présenter :

$$(a \geq \frac{h_e}{25})$$

1^{er} cas :



2^{ème} cas : $(a \geq \frac{h_e}{22})$



3^{ème} cas : $(a \geq \frac{h_e}{20})$

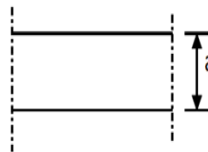


Figure II.2 : Coupe des voiles en plan.

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

$a \geq h_e / 22$ **Avec :** $h_e = h - e_p$ et e_p : Hauteur de plancher.

✓ **Pour le RDC :** $h_e = h - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{388}{22} = 18.45 \text{ cm}$$

✓ **Pour l'étage courant :** $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.20 = 0.80\text{m} \quad \text{Condition vérifiée.} \quad \longleftrightarrow$$

Avec :

L_{\min} : La portée minimale d'un voile.

e : Epaisseur du voile

II.2.4) Les poteaux :

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

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

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N . On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge. La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec: } N_s = G + Q$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible à la compression du béton

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

A : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ kN/cm}^2 .$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone I et IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone III et IIb.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Remarque :

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

A) Déterminer les charges et les surcharges :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

a) Charges permanents :

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

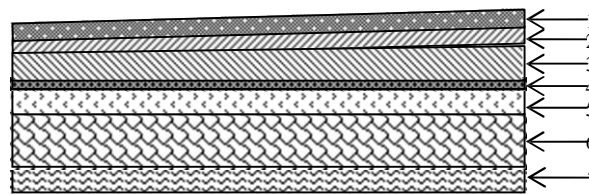


Figure II.3 : Coupe verticale d'un plancher

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (kN/m^3)$	$G (kN/m^2)$
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de polyane	-	-	0,01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Feuille de polyane	-	-	0,01
7	Plancher en corps creux	16+4	14	2,80
8	Enduit de plâtre	2	10	0,20
$G_{Pt}=6,30 (kN/m^2)$				

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse

- **plancher d'étage courant :**

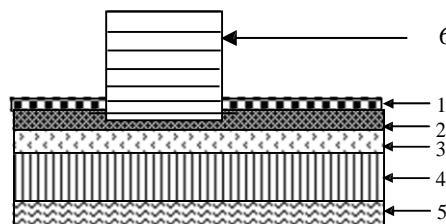


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps creux-

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.1	10	0.90
				G_t = 5,14

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant et commercial

- **Plancher dalle pleine (balcons)**

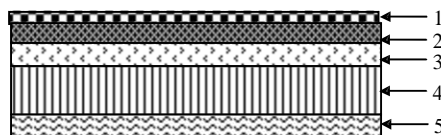


Figure II.5 : Coupe transversale de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.03	18.00	0.54
3	Couche de sable	0.03	22.00	0.66
4	Dalle en béton armé	0.15	25.00	03.75
5	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				5.55KN/m²

Tableau II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine.

- **Maçonnerie**

- ✓ **Murs extérieurs :** En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm.

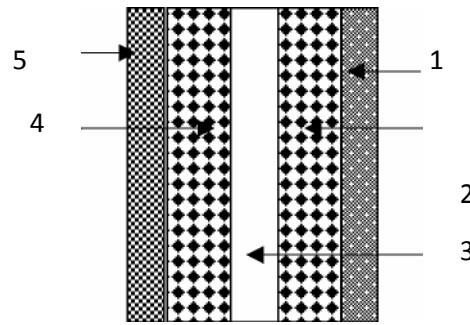


Figure II. 6 :Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{TOTALE}				2.36KN/m²

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

✓ **Murs intérieurs** : En briques creuses de 10cm d'épaisseur.

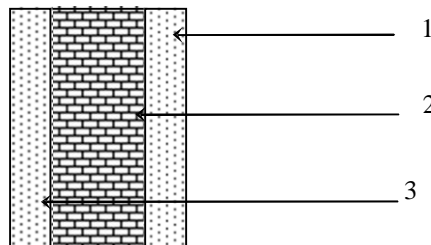


Figure II.7: Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				1.30KN/m²

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

- **Acrotère**

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

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton = 25 KN/m^3

S: Section longitudinale de l'acrotère .

$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$

$G = 1,712 \text{ KN / ml}$

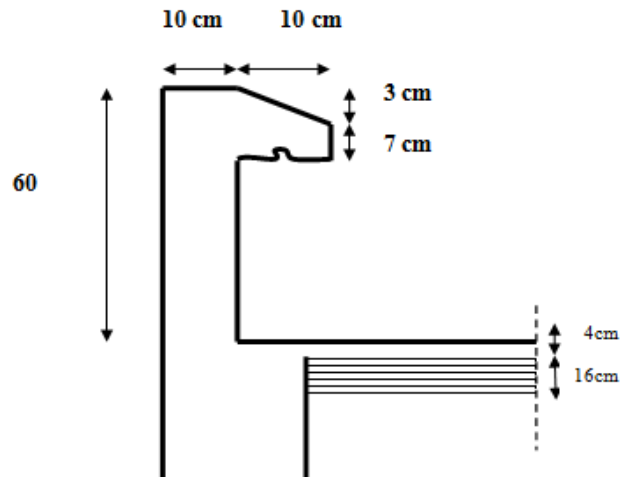


Figure II.8 : Coupe verticale de l'acrotère.

b) Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit

Désignations	Surcharges d'exploitation (KN/m^2)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Balcons	3.50
Escaliers	2.50
Acrotère	1.00

Tableau II.6 : surcharges d'exploitation

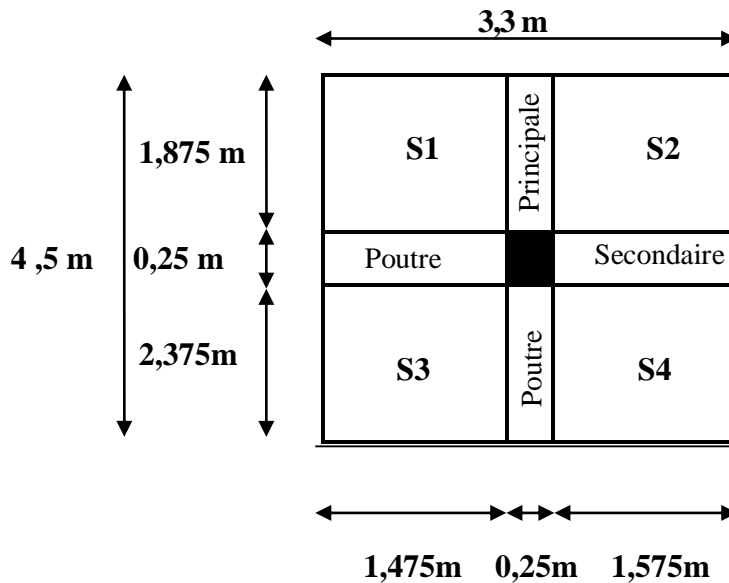
B) descente des charges :

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

a) Surface d'influence :

le poteau le plus sollicité est :D17

Vu que la surface d'influence :



- **Surface brute:**

$$S_1 = 1,475 \times 1,875 = 2,765 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,575 \times 1,875 = 2,953 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,475 \times 2,375 = 3,503 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,575 \times 2,375 = 3,740 \text{ m}^2$$

$$S_b = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12,961 \text{ m}^2.$$

- **Surface nette**

$$S_n = 3,3 \times 4,5$$

$$S_n = 14,85 \text{ m}^2.$$

b) Poids revenant à chaque élément :

Poids du plancher $P = G \times S$

- **Plancher terrasse :**

$$P = 6,30 \times 12,961 = 81,654 \text{ KN.}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$P = 5,14 \times 12,961 = 66,619 \text{ KN.}$$

- **Poutres principales :**

$$P = (0,35 \times 0,40) \times 25 \times 4,5 = 15,75 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3,3 = 8,662 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale : t

$$P_{tot} = p_{pp} + p_{ps} = 15,75 + 8,662 = 24,412 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm** pour la **zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm**.

- ✓ **Poids de poteau de RDC :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN.}$$

- ✓ **Poids de poteaux du étage courant :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.581 \text{ KN}$$

c) Surcharge d'exploitation :

$$Q_0 = 1 \times 12,961 = 12,961 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 12,961 = 19,441 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = 2,5 \times 12,961 = 32,402 \text{ KN.}$$

C) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux (plus de 5 niveaux), bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

✓ La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Tell que :

Q₀ : 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 de surcharges

- **Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

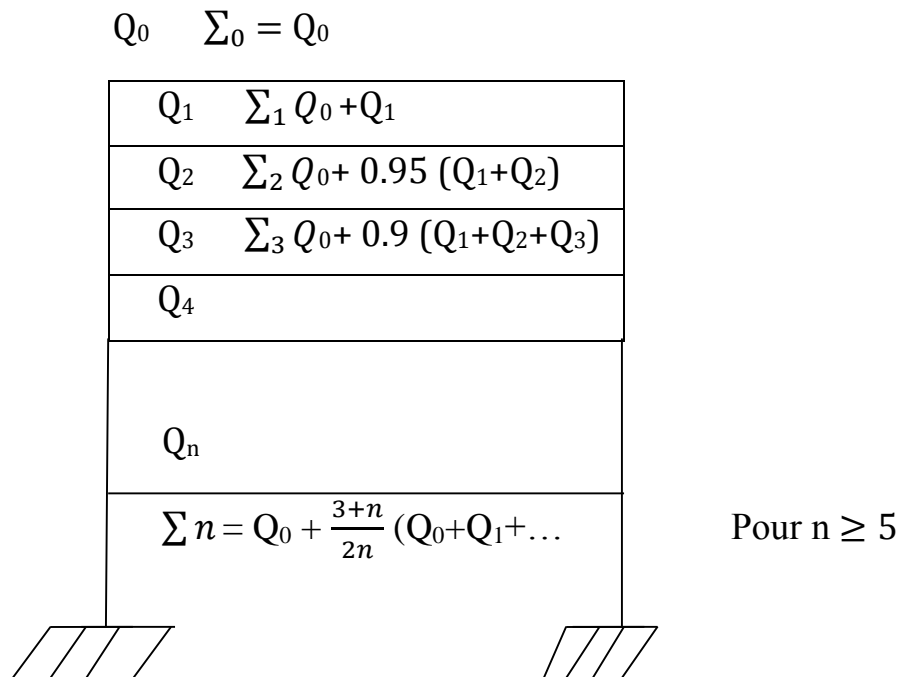


Figure II.9 : valeurs de coefficient dégression ($\frac{3+n}{2n}$)

- **Coefficients de dégression des surcharges**

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

Tableau II-7
: valeurs de

coefficient dégression ($\frac{3+n}{2n}$)

- **Les surcharges cumulées :**

Niveau08 : $Q_0=12,961\text{KN}$.

Niveau07 : $Q_0 + Q_1 = 12,961 + 19,441 = 32,402 \text{ Kn}$.

Niveau06: $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,961 + 0,95(2 \times 19,441) = 49,898\text{kN}$

Niveau05 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,961 + 0,90(3 \times 19,441) = 65,451\text{kN}$

Niveau04 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,961 + 0,85(4 \times 19,441) = 79,060\text{kN}$

Niveau03 : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,961 + 0,80(5 \times 19,441) = 90,725\text{kN}$

Niveau02 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12,961 + 0,75(6 \times 19,441) = 100,445\text{kN}$

Niveau01: $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12,961 + 0,714(7 \times 19,441) = 110,698 \text{Kn}$

Niveau RDC : $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_8) = 12,961 + 0,687(8 \times 19,441) = 119,808 \text{Kn}$

N	G (KN)					Q(KN)		N(KN)	S(cm ²)	
	G _{pl}	G _{pot}	G _{pout}	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G+Q	S _{trouvée} = N/σ _{bc}	S _{adopté} e
8	66,619	4,581	24,412	95,612	95,612	12,961	12,961	108,573	72,382	35
7	66,619	4,581	24,412	95,612	191,224	19,441	32,402	223,626	149,084	35
6	66,619	4,581	24,412	95,612	286,836	19,441	49,898	336,734	224,489	35
5	66,619	4,581	24,412	95,612	382,448	19,441	65,451	447,899	298,599	40
4	66,619	4,581	24,412	95,612	478,06	19,441	79,060	557,12	371,41	40
3	66,619	4,581	24,412	95,612	573,672	19,441	90,725	664,397	442,931	40
2	66,619	4,581	24,412	95,612	669,282	19,441	100,445	769,727	513,151	45
1	66,619	4,581	24,412	95,612	764,923	19,441	110,698	875,621	583,747	45
RDC	66,619	6,375	24,412	97,406	862,329	32,402	119,698	979,027	652,684	45

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

Remarque : Les sections adoptées sont nettement supérieures aux sections trouvées pour les raisons suivant :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres (RPA99/Modif2003-Art 7.6.2)
- Pour une meilleure disposition des armateurs
- Pour tenir compte de l'effet des sollicitations dynamiques (l'effet du séisme).

D) Vérification relative aux coffrages :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (**Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003**)

Condition exigées par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérifications
Min (b, h) ≥ 25cm. Min (b, h) ≥ h _e /20 1/4 < b/h < 4	35 x 35	Min (b, h) = 35	OK
		h _e /20=286/20=14.3	OK
		b/h=1	OK
	RDC 45 x 45	Min (b, h) = 35	OK
		h _e /20=388/20=19.4	OK
		b/h=1	OK

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

• **Conclusion :**

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

E) Vérification au 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.

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

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

λ: Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau (**L_f = 0.7 l₀**).

L₀ = h_e : Longueur libre du poteau.

i: Rayon de giration (**i = √(I/B)**)

I: Moment d'inertie du poteau : **I = b x h³/12 = b⁴/12**.

B : section transversal du poteau (**B = b x h**) = b²

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0.7 \times L_0 \times \sqrt{12}}{b}$$

Poteaux (45 × 45): RDC étages 1, 2	: $L_0 = 4.08$ m \longrightarrow $\lambda = 17,988 < 50$ \longrightarrow vérifiée
	: $L_0 = 3.06$ m \longrightarrow $\lambda = 13,491 < 50$ \longrightarrow vérifiée
Poteaux (40 × 40): étages 3, 4, 5	: $L_0 = 3.06$ m \longrightarrow $\lambda = 17,459 < 50$ \longrightarrow vérifiée
Poteaux (35 × 35): étages 6, 7, 8	: $L_0 = 3.06$ m \longrightarrow $\lambda = 16,489 < 50$ \longrightarrow vérifiée

Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $h_t = 20$ cm soit un plancher de 16+4 cm.
- Hauteur de la dalle pleine = 15 cm.
- Section des poutres principales (35x45) cm^2 .
- Section des poutres secondaires (30x35) cm^2 .
- Sections des poteaux : RDC, 1, 2 : 45 x 45
3, 4, 5 : 40 x 40
6, 7, 8 : 35 x 35
- Epaisseur des voiles : $a = 20$ cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

Chapitre III



III.1) Calcul de l'acrotère :

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

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé 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 ($Q= 1$ [KN/ml]) non pondérée due a 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 1 [m]de largeur.

A) Dimensions de l'acrotère

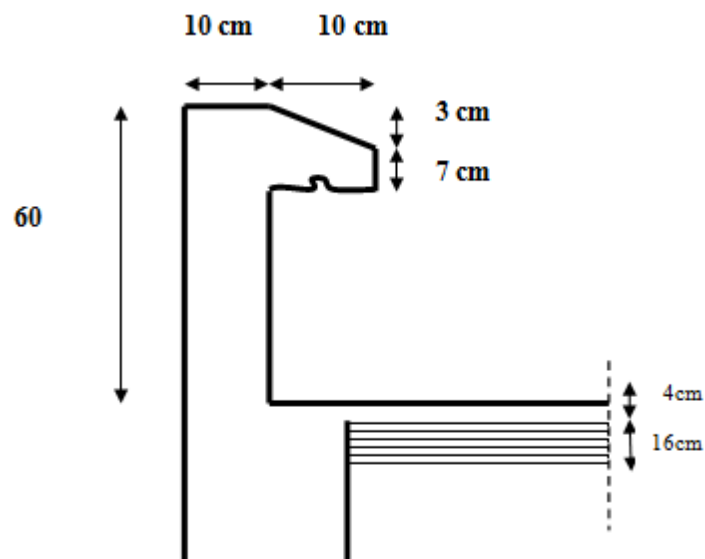


Figure III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère.

-Schéma statique :

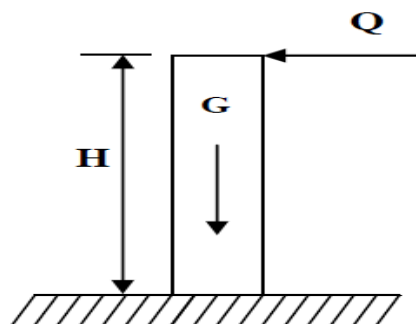


Figure III-1-2: Schéma statique.

B) Détermination des sollicitations :

- **Le chargement :**

-Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times L$ et $L=1\text{ml}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1 / 2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1\text{ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation horizontale :

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

C) Calcul des sollicitations :

- **Effort normal du au poids propre :** $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- **Effort tranchant :** $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- **Moment de renversement M du à Q :** $M = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

- **Diagramme des efforts :**

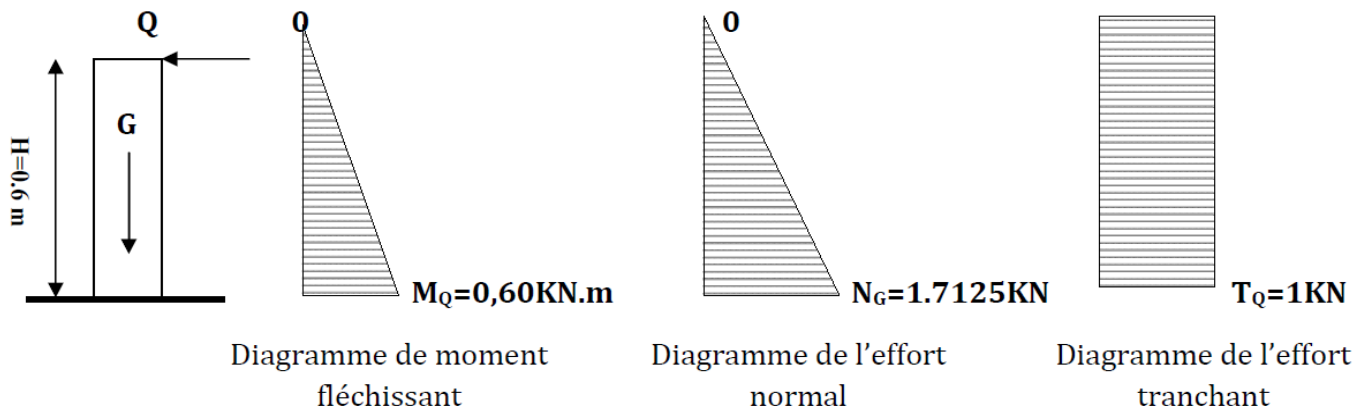


Figure III-1-3 : Diagrammes des efforts internes.

D) Combinaisons de Charge :

- **ELU : $1.35G + 1.5Q$**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **ELS : G + Q**

$$\begin{cases} N_s = G = 1.7125 \text{ KN.} \\ M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

E) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal (N) et un moment de renversement (M).

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS.

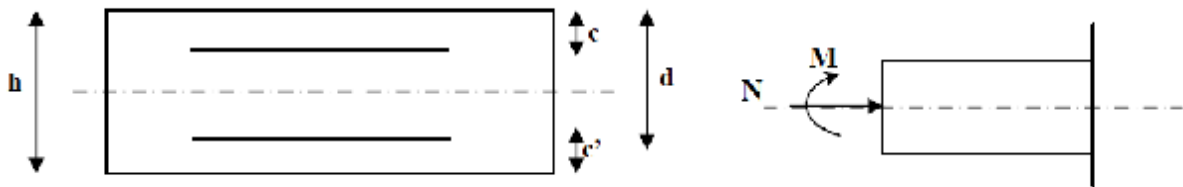


Figure III-1-4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

F) Calcul des armatures à l'ELU :

- **Position du centre de pression à l'ELU :**

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2cm

d = h - c : Hauteur utile.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389\text{m} = 39\text{cm}$$

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

Donc : $e_u = 39\text{cm} > a = 3\text{cm}$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues ;

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

- calcul en flexion simple

-Le moment fictif :

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

$$M_f = 0.9 + 2.312 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

-Calcul de μ (moment réduit) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_\gamma} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{0.97 \times 10^5}{100 \times 8^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.01066$$

$$\mu_b = 0.01066 < \mu_R = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.01066 \longrightarrow \beta = 0.994 \text{ (par interpolation)}$$

- Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

-La section des armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

A_f : armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^5}{0.994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.35 - \frac{2.312}{34.8} = 0.284 \text{ cm}^2$$

G) Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité du béton :(BAEL 91/Art. A.4.2.1)**

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.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

-Armateur principale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.7125} = 35.04 \text{ cm}$$

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35.04 - (0.455 \times 8)}{35.04 - (0.185 \times 8)} \right]$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.284 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section n'est pas vérifiée}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera $A = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$.

Soit : $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,1/BAEL 91)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable donc on doit vérifier : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

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

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} = 0.001875 \text{ KN/cm}^2 = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art 6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pour l'Acier de haute adhérence $\psi_s = 1.5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.053 \text{ cm.}$$

Avec :

n : nombre des barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.53} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \longrightarrow \text{La section est vérifiée}$$

Donc il n'ya pas risque d'entraînement des barres.

d) Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$

$$25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

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

$25\text{cm} < 30\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifié**

e) Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} = 28.04 \text{ cm}$$

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

H) Vérification à l'EIS:

**a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :
(Art. A.4.5.33BAEL)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] \text{ (Art. A.4.5.33BAEL)}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = \min [266.67; 201.63]$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.69.$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.69} \times 40.56 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales \longrightarrow 4HA8 = 2,01cm² avec St = 25cm.
- Armatures de répartitions \longrightarrow 4 HA8 = 1,13cm² avec St= 25cm.

c) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99/Art 6.2.3)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone : (RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1)

A = 0,15 en zone IIa (groupe d'usage 2).

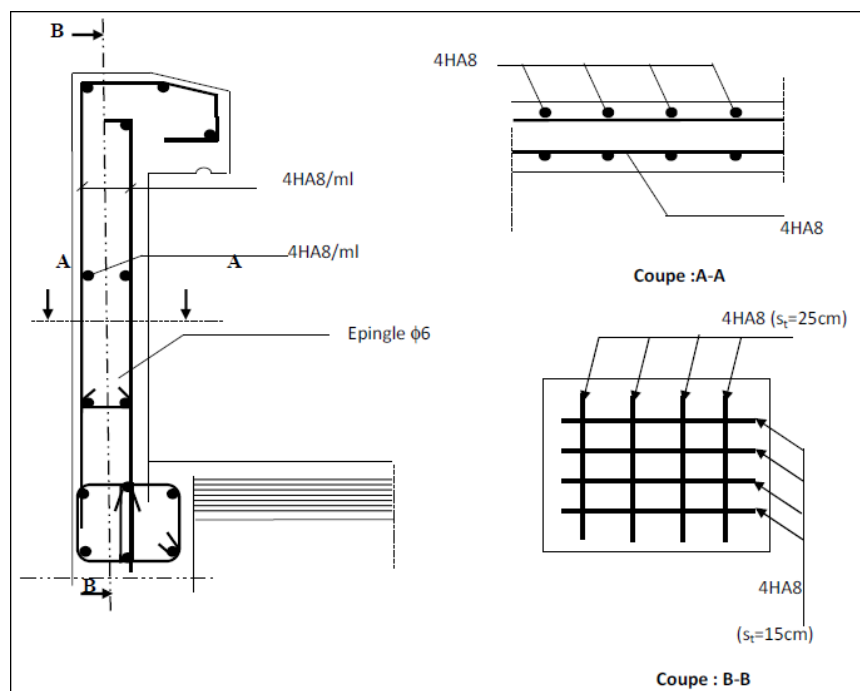
C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,3)

W_p : Poids de l'acrotère = 1.7125KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1.7125 = 0.308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

I) Plan de ferrailage de l'acrotère :



III.2) Etudes des planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée,

ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Dans notre cas, on a deux planchers à étudier (habitation, administratif et commercial).

III.2.1) Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6 \text{ mm}$**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

- **20 cm** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres parallèles aux poutrelles.

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

- **A_⊥**: section en cm² par mètre linéaire,
- **L** : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- **f_e** : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa) =520 MPa .

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

on adopte : **5T4/ml = 0,63 cm²** avec **e = 20 cm**

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T4/ml = 0,63 cm² / ml** avec **e = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

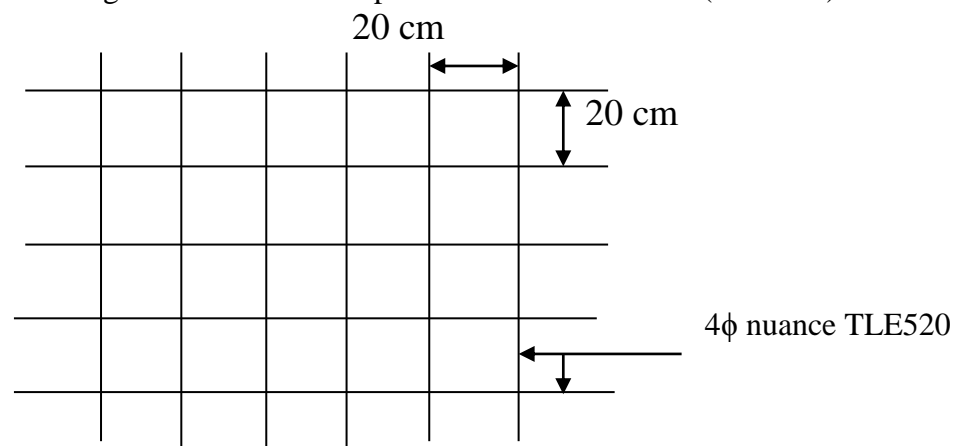


Figure 1 Armatures de l'hourdis

III.2.2) Etude de la poutrelle :

A) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité :**
Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles **BAEL91** préconise que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

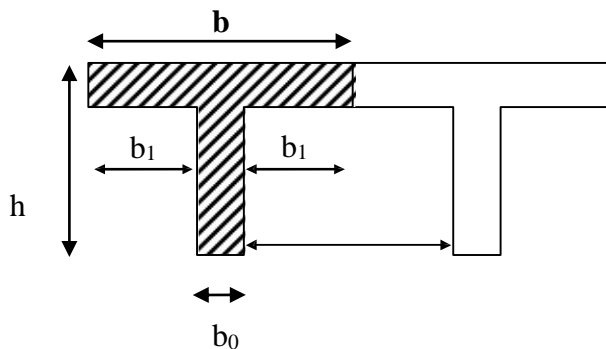
$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$


Figure III.2.1 : La poutrelle comme une section en T.

Avec :

l : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.40$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

B) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

Etape 01: Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier. La section est estimée à $4 \times 12 \text{ cm}^2$.

a) Chargement

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Avec : $l = 65$ cm: largeur de l'hourdis

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

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

b) Calcul à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L = 3.40m$).

• Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.50(1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 3.612 \text{ KN.m}$$

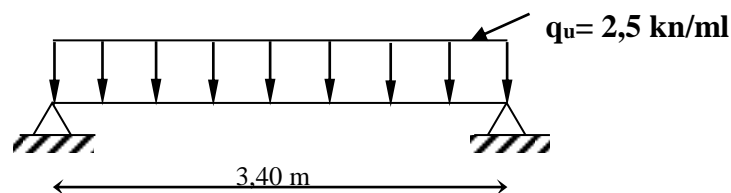


Figure III.2.2 : schéma statique de la poutrelle

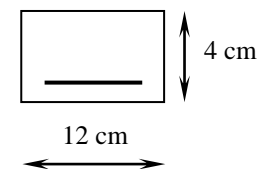
• Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3.40}{2} = 4.25 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.612 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5.299$$

Avec : $c = 2 \text{ cm}$



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

$\mu_b \gg \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Etape 02 : Après coulage de la dalle de compression.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

a) Largeur efficace de la table de compression :**(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \\ b_1 \leq \frac{340}{10} = 34 \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{340}{2} = 112.2 \end{array} \right.$$

On prend : $b_1 = 26.5$ cmOn a: $b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65$ cm.**b) Charges et surcharges**

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$6.30 \times 0.65 = 4.095$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5.14 \times 0.65 = 3.341$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$

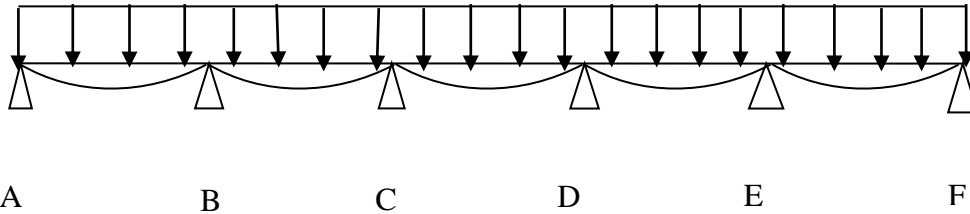
c) Combinaison de charges :

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6.503	4.745
Plancher étage courant à usage habitation	5.973	4.316

d) Choix des poutrelles a étudié :

On a un seul type de poutrelles :

Poutrelle a 5 travée:

**III.2.3 Etude du plancher RDC a usage habitation :****Choix de la méthode de calcul :**

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

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

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

a) Méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

- ✓ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2
 $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$.

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.28 \text{ KN/m} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

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

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.40}{3.20} = 1.062 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.20}{2.90} = 1.103 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{2.90}{3.20} = 0.906 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.20}{3.40} = 0.941 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Conclusion :

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

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode :

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

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considéré

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

Avec

- $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right.$

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

0,6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées.

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travée

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis ; donc 5 travées, comme présentée dans le diagramme ci-dessous :

d) Rapport de charge :

Soit : α : le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées

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

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.14} = 0.225$$

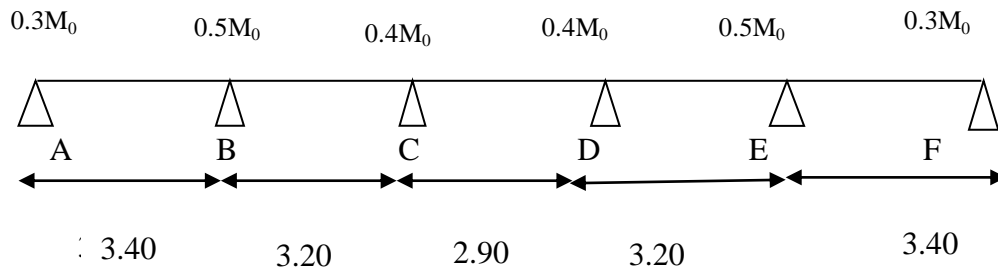
$$0 < \alpha = 0.225 < 0.667 \longrightarrow \text{condition vérifier .}$$

A) Calcul a l'ELU :

➤ Charge reprise par les poutrelles :

$$q_u = 5.973 \text{ KN / m}$$

on a 6 appuis



a) Calcul des moments isostatique :

$$\bullet M_{0AB} = M_{0EF} = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.973 \times 3.40^2}{8} = 8.63 \text{ KN . m}$$

$$\bullet M_{0BC} = M_{0DE} = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.973 \times 3.20^2}{8} = 7.64 \text{ KN . m}$$

$$\bullet M_{0CD} = \frac{qL^2}{8} = \frac{5.973 \times 2.90^2}{8} = 6.28 \text{ KN . m}$$

Car les longueurs des travées sont déferlantes

b) Calcul des moments sur des appuis :

$$M_A = M_F = 0.3 M_0 = 2.60 \text{ KN . m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 M_0 = 3.82 \text{ KN . m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 M_0 = 2.512 \text{ KN . m}$$

c) Calcul des moments en travée :

• Etude de la travée AB (de rive) :

$$\checkmark M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$\text{Avec : } 1 + 0.3\alpha = 1.0675 > 1.05M_0 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$M_{tAB} \geq (1.0675 \times 8.63) - \frac{2.60 + 3.82}{2} = 6 \text{ KN . m}$$

$$\checkmark M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.225}{2} \times 8.63 = 5.47 \text{ KN . m}$$

$$\text{Donc : } M_{tAB} = M_{tEF} = 6 \text{ KN . m}$$

• Etude de la travée BC :

$$\checkmark M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$\text{Avec : } 1 + 0.3\alpha = 1.0675 > 1.05 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$M_{tAB} \geq (1.0675 \times 8.63) - \frac{3.82 + 2.512}{2} = 6.035 \text{ KN . m}$$

$$\checkmark M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3 \times 0.225}{2} \times 8.63 = 4.60 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{tBC} = M_{tGH} = 6.035 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée CD :**

$$\checkmark M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

Avec : $1+0.3\alpha = 1.0675 > 1.05 \longrightarrow$ condition vérifier

$$M_{tCD} \geq (1.0675 \times 8.63) - \frac{2.512 + 2.512}{2} = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1+0.3 \times 0.225}{2} \times 8.63 = 4.60 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{tCD} = 6.70 \text{ KN.m}$$

d) **Calcul de l'effort tranchant**

a) **Calcul de l'effort tranchant**

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcule les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM : $\sum M/i = 0$

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

$$\text{Avec : } \theta(x) = + \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=0)$$

$$\theta(x) = - \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{a } (x=L)$$

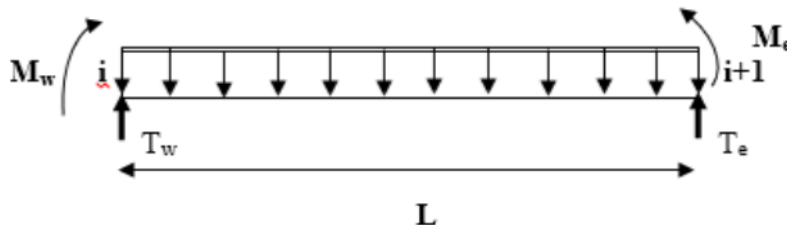


Schéma de calcul des efforts tranchants

$T(x)$: effort tranchant sur appui ; à une distance x .

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

• **Travée AB**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5.973 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.82) - (-2.60)}{3.40}$$

$$T_A = 9.8 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5.973 \times 3.40}{2} + \frac{(-3.82) - (-2.60)}{3.40}$$

$$T_B = -10.51 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5.973 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.512) - (-3.82)}{3.20}$$

$$T_B = 10 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{5.973 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.512) - (-3.82)}{3.20}$$

$$T_C = -9.148 \text{ KN}$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{5.973 \times 2.90}{2} + \frac{(-2.512) - (-2.512)}{2.90}$$

$$T_C = 8.660 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{5.973 \times 2.90}{2} + \frac{(-2.512) - (-2.512)}{2.90}$$

$$T_D = -8.660 \text{ KN}$$

5.773

- Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{5.973 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.82) - (-2.512)}{3.20}$$

$$T_D = 9.148 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{5.973 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.82) - (-2.512)}{3.20}$$

$$T_E = -10 \text{ KN}$$

- Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{5.973 \times 3.40}{2} + \frac{(-2.60) - (-3.82)}{3.40}$$

$$T_E = 10.424 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{5.973 \times 3.40}{2} + \frac{(-2.60) - (-3.82)}{3.40}$$

$$T_F = -9.8 \text{ KN}$$

Diagramme des moments :

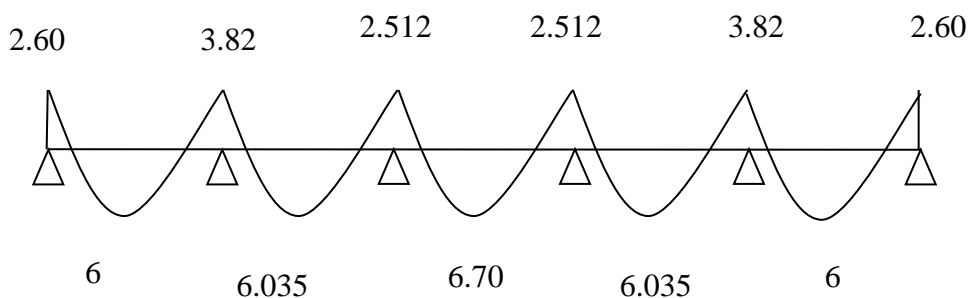
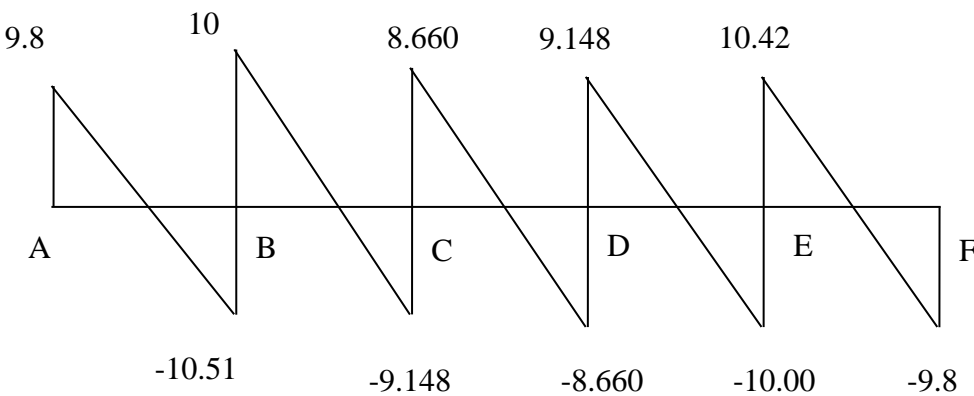


Diagramme de l'effort tranchant**B) Ferrailage a l'ELU :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_{t \max} = 6.70 \text{ KN.m}$ et aux appuis avec le moment maximum $M_{a \max} = 3.82 \text{ KN.m}$.

a) Armature longitudinal :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

- **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b h_0 \times f_{cb} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 6.70 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

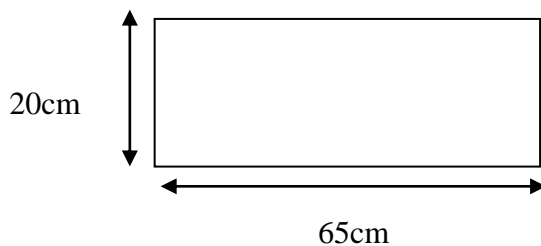


Figure III.2.5 : Section de la poutrelle I

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.70 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = \mathbf{0.022} < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow (\text{SSA}).$$

$$\mu = 0.022 \longrightarrow \beta = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.70 \times 10^5}{0.998 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = \mathbf{1.0723 \text{ cm}^2}$$

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

• **En appuis :**

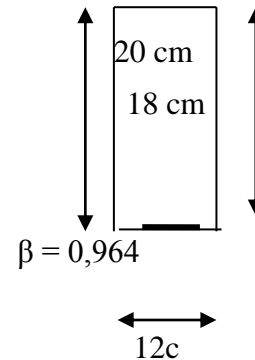
La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18$ cm et de largeur $b_0=12$ cm.

$$M_a^{\max} = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.82}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,069 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,069 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.82 \times 10^5}{0.964 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.633 \text{ cm}^2$$



Soit : $A_s = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

b) Armature transversale :

D'après l'article **A.7.2.12.BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Φ_l : Diamètre max des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0.571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

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

c) L'espacement des cadres : (Art. A.5.1.22/BAEL91)

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

On prend $St = 15$ cm

C) Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement : (Art. A.5.1.1/BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{10.424 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.482 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.482 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left(\frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

avec :

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

$$\tau_{se} = \frac{10.424 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 12 \times 3.14} = 0.853 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, $\bar{\tau}_{se}$ pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0.853 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite longueur de scellement droite .

La longueur du scellement d'après les règles de BAEL 91 est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \text{ (contrainte d'adhérence)}$$

ψ_s : coefficient de scellement, dépend de l'état de surface de la barre.

$\psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence.

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

$$D'où l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 \text{ cm}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400$; $\frac{l_s}{\phi} = 35,21$.

Pour $\phi = 10 \text{ mm}$ $\implies l_s = 35,21$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm.}$$

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

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

• **Appuis de rive**

$$A_a = 1,57 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(9,8 - \frac{2,60}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 1,57 > -0,179 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires**

$$A_a = 1,57 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(10,424 - \frac{3,82}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 1,57 > -0,378 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

f) **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

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

$$V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

• **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 9,80 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 10,424 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D) Calcul a l'ELS :

- **Charge reprise par les poutrelles :** $q_u = 5.973 \text{ KN/m}$
- **Rapport q_s/q_u :**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$q_s/q_u = 4.316 / 5.973 = 0.481$$

on a 6 appuis

a) Calcul des moments isostatique :

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
M₀(KN.m)	4.151	3.674	3.020	3.674	4.151

Car les longueurs des travées sont pas les meme

b) Calcul des moments sur des appuis :

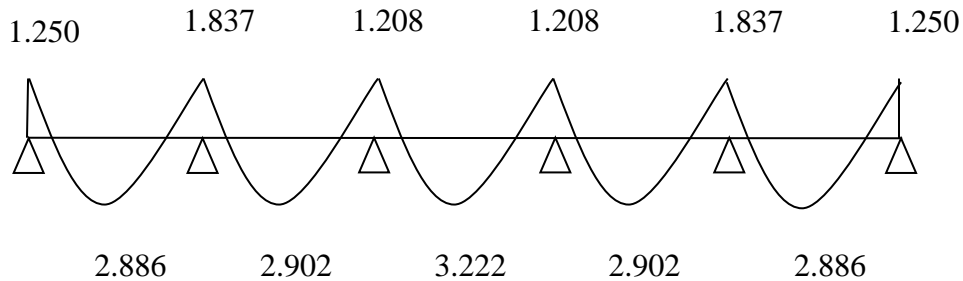
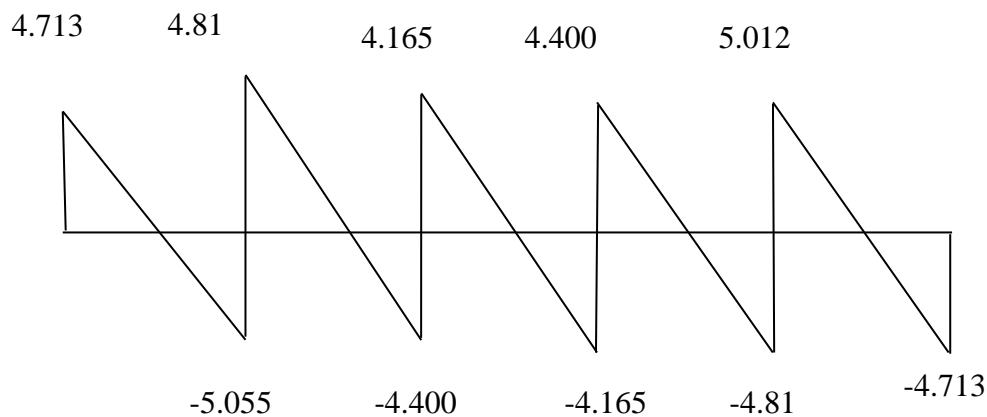
Appuis	A	B	C	D	E	F
M_{appui}(KN.m)	1.250	1.837	1.208	1.208	1.837	1.837

c) Calcul des moments en travée :

Travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
M_{travée} (KN.m)	2.886	2.902	3.222	2.902	2.886

d) Calcul de l'effort tranchant

travée	(A-B)	(B-C)	(C-D)	(D-E)	(E-F)
T_i[KN]	4.713	4.81	4.165	4.400	5.012
T_{i+1}(KN)	-5.055	-4.400	-4.165	-4.81	-4.713

Diagramme des moments :**Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)****E) Vérification à L'ELS****a) Etat limite de la compression du béton**❖ **En travée :**

$$M_{\max} = 3.222 \text{ KN.m}$$

• **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \longrightarrow \beta_1 = 0.8765 \longrightarrow K_1 = 25.485$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{3.222 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 1.57} = 130,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 130.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130.07}{25,485} = 5.103 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.103 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

❖ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans les aciers :**

$$M_{a \max} = 1,837 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \longrightarrow \beta_1 = 0.87675 \longrightarrow K_1 = 25.485$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{1,837 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 1.57} = 74.162 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 74.162 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{74.162}{25.485} = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

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

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

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :

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

Les règles du BAEL91 (**Art.B.5.6.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total de la section ;

l : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b : largeur de nervure.

$$\begin{cases} \frac{20}{340} = 0.0588 > 0.044 & \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{340} = 0.0588 > \frac{3.222}{15 \times 4.151} = 0.0517 & \text{condition vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 & \text{condition vérifié} \end{cases}$$

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

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux:

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **2 HA10= 1.57 cm².**

Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57 cm².**

Armatures transversales : **2HA8=1.00 cm², avec un espacement de 15 cm.**

III.3) Etude des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. Notre bâtiment comporte une cages d'escalier (escalier à 02 volées) et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.3.1) Caractéristiques dimensionnelles :

Marche : partie horizontale qui reçoit la charge verticale (le pied), sa forme est rectangulaire, arrondie, etc.

Contre marche : partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche(h) : est la différence de niveau entre deux marches successives,

Giron(g) : distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

Montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Volée : ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

Emmarchement(E) : représente la largeur de la marche.

Ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, elle est en général, à 0,65 m du collet, si $E \geq 1$ m.

Pailasse : dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche.

III.3.2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

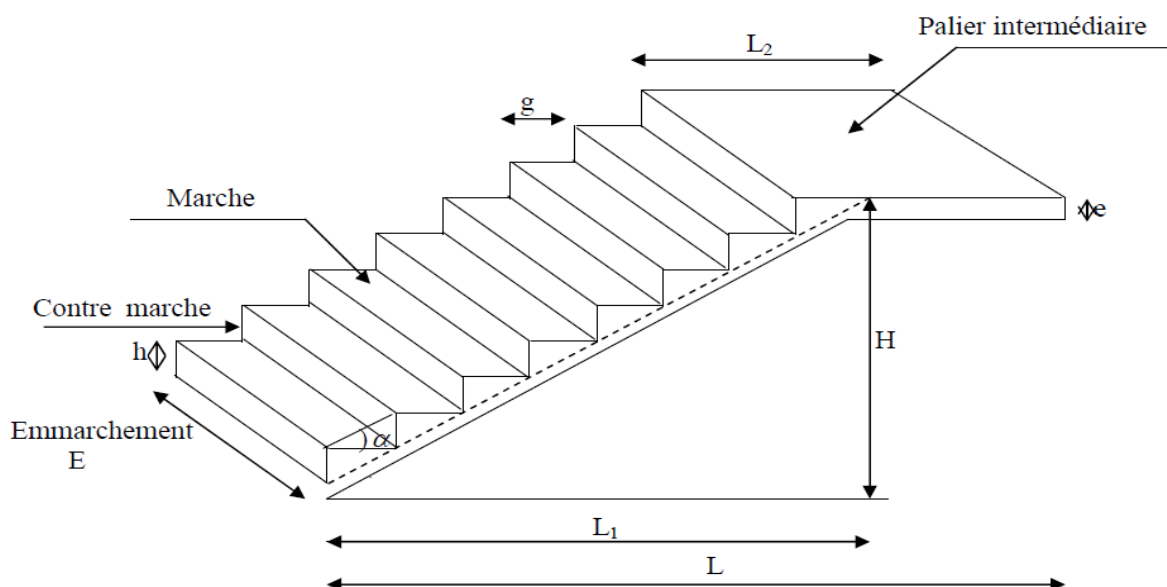


Figure III-3-1 : Coupe verticale de l'escalier

Notation utilisées :

g : Giron (largeur des marches) ;

h : Hauteur de la contre marche ;

E : Emmarchement ;

L₀ : Longueur du palier et de la paillasse ;

L₁ : Longueur projeté de la volée ;

L₂ : Longueur du palier intermédiaire ;

L₃ : Longueur de la paillasse ;

L : Longueur projetée du palier et de la paillasse $L=L_1+L_2$;

e : Épaisseur de la paillasse ;

H : Hauteur de la volée.

III.3.3) Calcul de l'escalier d'étage courant :

A) Pré dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de contre marche (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Pour l'étage courant, nous avons une hauteur de 3,06m pour chaque niveau.

• Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- La hauteur de la marche h :

On a: $16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$; on prend: $h = 17 \text{ cm}$.

-Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} ; \text{ Pour l'étage courant } H = 3.06\text{m}.$$

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

Le nombre de marche est pris comme suit $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

-Le giron g :

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{on a : } \begin{cases} L_1 = 2.40\text{m} \\ L_2 = 1.40\text{m} \end{cases}$$

La relation empirique qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de **BLONDEL**.

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

- **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (**ep**) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur projetée du palier et de la paillasse : $L=L_1+L_2$

L1 : longueur de la paillasse projetée.

L2 : longueur du palier.

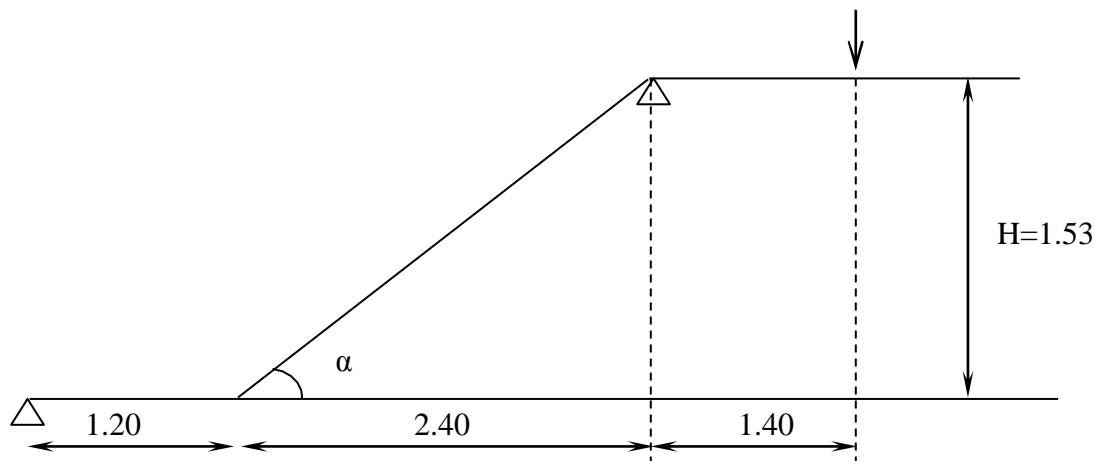


Schéma statique

- Calcul de α :

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \implies \alpha = 32.517^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L'} \implies L' = \frac{L}{\operatorname{cos} \alpha} = \frac{2.40}{0.843} \implies L' = 284.70 \text{ cm}$$

$$L = L_1 + L' = 1.20 + 284.70 = 404.70 \text{ cm}$$

$$L = 404.70 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \implies \frac{404.70}{30} \leq e_p \leq \frac{404.70}{20} \implies 13.5 \leq e_p \leq 20.23$$

On adopte pour $e = 20[\text{cm}]$.

B) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

• **Les charges permanentes :**

Paillasse :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Poids propre de la paillasse	$(25 \times 0.2) / 0.843 = 5.931$
Poids propre des marches	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.125$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.015 = 0.33$
Gard de corps	0.2
G₁ = 9.826 KN / m²	

Le palier :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Poids propre de palier	$0.2 \times 25 = 5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
G₂ = 6.24 KN/m²	

Mur extérieur :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Poids de mur extérieur	G₃ = 2.36 KN/m²

$$P = (3,06 - 0,2) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.75 \text{ kN.}$$

Surcharges d'exploitation : selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

C) Combinaison de charges :

- **ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$**

Paillasse : $q_{u1} = (1,35G_{pai} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (9.826) + 1,5(2,5)] \times 1 = 17.015 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35G_{pal} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (6.24) + 1,5(2,5)] \times 1 = 12.174 \text{ kN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u3} = 1.35 \times P = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN}$

- **ELS : $q_s = G + Q$**

Paillasse : $q_{s1} = (G_{pai} + Q) \cdot 1\text{m} = [(9.826) + (2,5)] \times 1\text{m} = 12.326 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_{s2} = (G_{pal} + Q) \cdot 1\text{m} = [(6.24) + (2,5)] \times 1\text{m} = 8.74 \text{ kN/ml}$

Mur extérieur : $q_{s3} = 6.75 \text{ kN}$

D) Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM

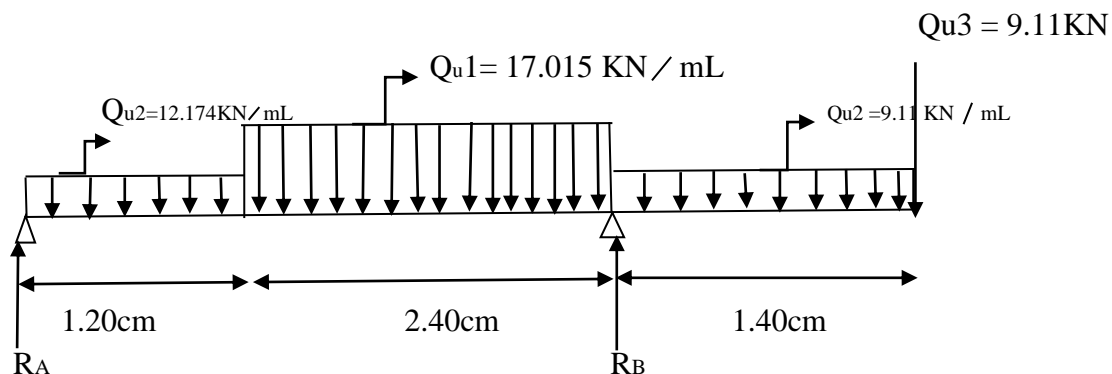


Figure III-3-2: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.35q_{u2} + 2.40q_{u1} + 1.50q_{u2} + q_{u3}$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 12.174 + 2.40 \times 17.015 + 1.40 \times 12.174 + 9.11$$

$$R_A + R_B = 81.6 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = 1.20 \times q_{u2} \times \frac{1.20}{2} + 2.40 \times q_{u1} \times \left(1.20 + \frac{2.4}{2}\right) + 1.40 \times q_{u2} \times \left(1.20 + 2.40 + \frac{1.40}{2}\right) + 9.11 \times 5$$

$$R_B \times 3.6 = 1.20 \times 12.174 \times \frac{1.20}{2} + 2.40 \times 17.015 \times \left(1.20 + \frac{2.4}{2}\right) + 1.40 \times 12.174 \times \left(1.20 + 2.40 + \frac{1.40}{2}\right) + 9.11 \times 5$$

$$R_B \times 3.6 = 12.174 \times 0.72 + 17.015 \times 5.76 + 12.174 \times 6.02 + 9.11 \times 5$$

$$R_B = \frac{225.43}{3.6} = 62.62 \text{ KN}$$

$$R_A = 84.64 - 62.62 = 22.02 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 22.02 \text{ KN} \\ R_B = 62.62 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul des efforts internes :**

-1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

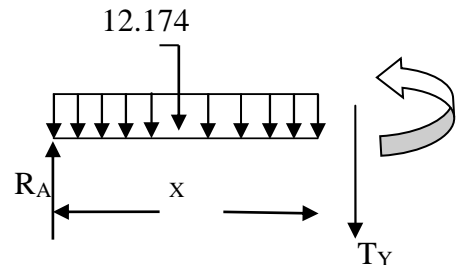
$$T(x) = 22.02 - 12.174x$$

$$\begin{cases} T_Y(x=0) = 22.02 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.20) = 22.02 - 12.174 \times 1.20 = 7.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times \frac{x^2}{2} = 22.02 \cdot x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$M(x) = 22.02x - 6.087x^2$$

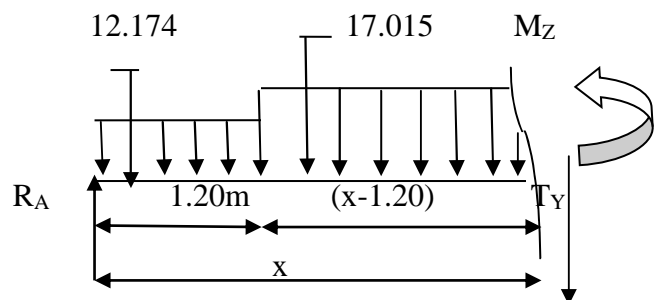
$$\begin{cases} x=0; M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.20; M(x=1.20) = 17.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$



-2^{ième} tronçons : $1.20 \text{ m} \leq x \leq 3.6 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{u2} (1.20) - q_{u1} (x - 1.20)$$

$$\begin{cases} T_Y(x=1.20) = 22.02 - 12.174 \times 1.20 = 7.41 \text{ KN} \\ T_Y(x=3.75) = 22.02 - 12.174 \times 1.20 - 17.015(3.6 - 1.20) = -33.42 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_{u2} (1.20) - q_{u1} (x - 1.20) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u2} (1.20) + q_{u1} (1.20)}{q_{u1}}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{22.02 - 12.174(1.20) + 17.015(1.20)}{17.015}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.63 \text{ m}$$

$$x = 1.63 ; x \in [1.20; 3.6]$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 1.20 \times (x - \frac{1.20}{2}) - q_{u1} \left[\frac{(x-1.20)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 22.02x - 12.174 \times 1.20 \times (x - 0.6) - 17.015 \left[\frac{(x-1.20)^2}{2} \right]$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 22.02 \times 1.20 - 12.174 \times 1.20 \times (1.20 - 0.6) - 17.015 \left[\frac{(1.20-1.20)^2}{2} \right] \\ M(x=3.6) = 22.02 \times 3.6 - 12.174 \times 1.20 \times (3.6 - 0.6) - 17.015 \left[\frac{(3.6-1.20)^2}{2} \right] \\ M(x=1.35) = 17.65 \text{ KN. m} \\ M(x=3.75) = -13.56 \text{ KN. m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçons : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

$$T(x) = +q_{u3} x + q_{u2} x.$$

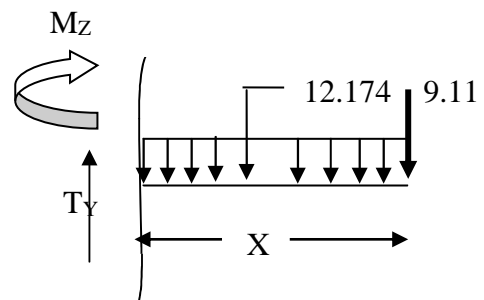
$$T(x) = 9.11 + 12.174 x.$$

$$\begin{cases} T_Y(x=0) = 9.11 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.40) = 9.11 + 12.174 \times 1.40 = 26.15 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_{u3} x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -9.11 x - \frac{12.174}{2} x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.40) = -9.11 \times 1.40 - \frac{12.174}{2} \times 1.40^2 = -24.68 \text{ KN. m} \end{cases}$$



• Calcul du moment max :

On a: pour $x = 1.63 \text{ m}$; $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M(x=1.63) = 22.02 \times 1.63 - 12.174 \times 1.20 \times (1.63 - 0.6) - 17.015 \left[\frac{(1.63 - 1.20)^2}{2} \right]$$

M(x=1.63) = 19.27 KN. m

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_{max} = -0.3(19.27) = -5.781 \text{KN. m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M_{max} = 0.85(19.27) = 16.38 \text{KN. m}$

• **Diagramme des efforts internes :**

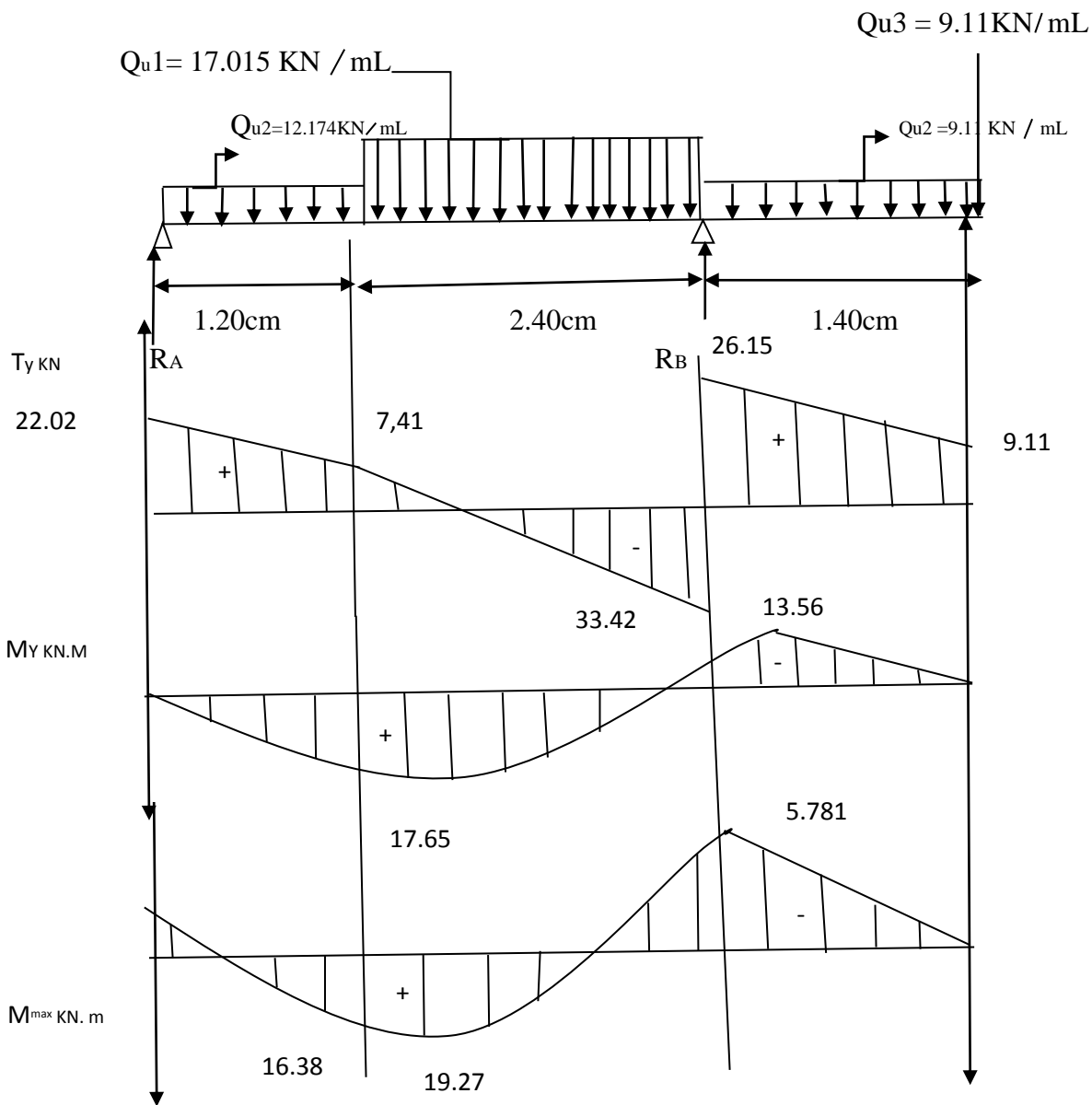


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.**E) Calcul des armatures :**

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

- Aux appuis**

Appuis A : $M_u^a = 5.781 \text{ KN.m}$

-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.781 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \text{Tableau } \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.781 \times 10^3}{0.991 \times 16 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

Appuis B : $M_u^a = 24.68 \text{ KN.m}$

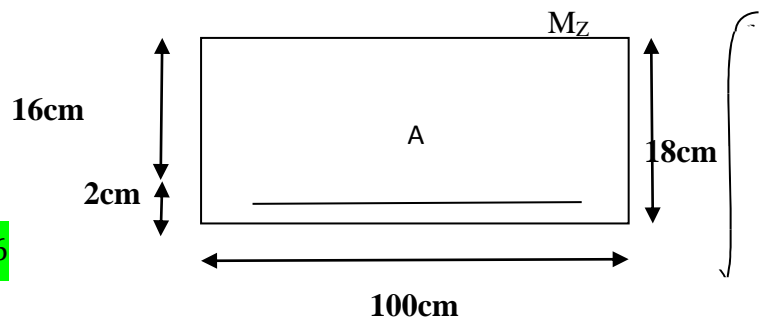
-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.68 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.067$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \text{Tableau } \beta = 0.965$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.68 \times 10^3}{0.965 \times 16 \times 348} = 4.59 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.



- Armatures de répartition :

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

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- En travée : $M_u^t = 16.38 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.38 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.045$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.38 \times 10^3}{0.976 \times 16 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

F) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_A = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_B = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres : (BAEL91 Art A 8.2.4.2)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales :

Aux appuis : $S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

En travée : $S_t = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

-Armatures de répartitions :

Aux appuis : $S_{t \max} = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

En travée : $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91, Art A 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $n \cdot \pi \cdot \emptyset$

d : hauteur utile est égale à 16 cm

Appuis A : $V_u = 22.02 \text{ KN}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{22.02 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 5 \times 3.14 \times 10} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis B : $V_u = 33.42 \text{ KN}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{33.42 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 5 \times 3.14 \times 12} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Vérification de l'effort tranchant : Vérification au cisaillement (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$$V_{\max} = 33.42 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{33.42 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.21 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varnothing_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 18 \text{ cm.}$$

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

-Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} < 0.267 b a f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$ ($a = 0.9 \times 160 = 144 \text{ mm}$ et $b = 1000 \text{ mm}$)

$$V_u^{\max} < 0.267 \times 1000 \times 144 \times 25 = 961.200 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 33.42 \text{ KN} \leq 961.200 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(33.42 \times 10^3 - \frac{13.56 \times 10^3}{0.9 \times 160} \right)$$

$$A_a \geq -4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.59 \text{ cm}^2 > -4.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

G) Calcul des sollicitations à l'ELS :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

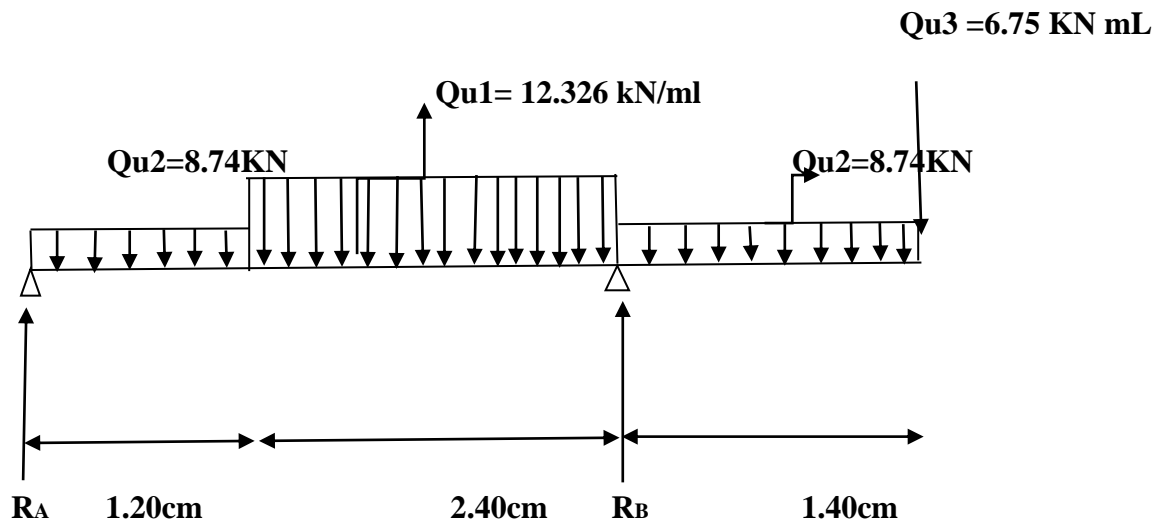


Figure III-3-4 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1.20q_{s2} + 2.40q_{s1} + 1.40q_{s2} + q_{s3}$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 8.74 + 2.40 \times 12.326 + 1.40 \times 8.74 + 6.75$$

$$R_A + R_B = 59.05 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = 1.20 \times q_{s2} \times \frac{1.20}{2} + 2.40 \times q_{s1} \times \left(1.20 + \frac{2.4}{2}\right) + 1.40 \times q_{s2} \times \left(1.20 + 2.40 + \frac{1.40}{2}\right) + 9.11 \times 5$$

$$R_B \times 3.6 = 1.20 \times 8.74 \times \frac{1.20}{2} + 2.40 \times 12.326 \times \left(1.20 + \frac{2.4}{2}\right) + 1.40 \times 8.74 \times \left(1.20 + 2.40 + \frac{1.40}{2}\right) + 6.75 \times 5$$

$$R_B \times 3.6 = 8.74 \times 0.72 + 12.326 \times 5.75 + 8.74 \times 6.02 + 6.75 \times 5$$

$$R_B = \frac{163.53}{3.6} = 45.42 \text{ KN}$$

$$R_A = 61.24 - 45.42 = 15.82 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 15.82 \text{ KN} \\ R_B = 45.42 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul des efforts internes :

-1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{S2} \cdot x$$

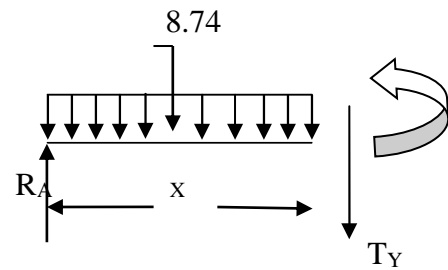
$$T(x) = 15.82 - 8.74x$$

$$\begin{cases} T_Y(x=0) = 15.82 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.20) = 15.82 - 8.74 \times 1.20 = 5.332 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{S2} \times \frac{x^2}{2} = 15.82x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 15.82x - 4.37x^2$$

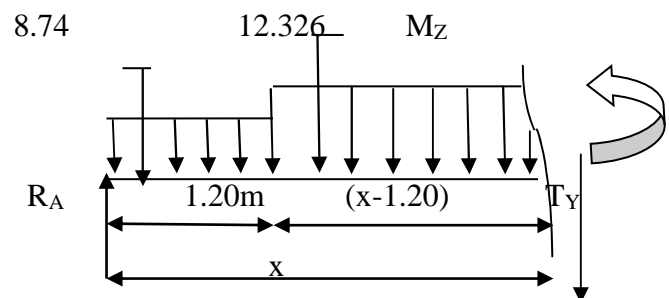
$$\begin{cases} x=0; M(x=0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x=1.35; M(x=1.20) = 12.69 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



-2^{ième} tronçons : $1.20 \text{ m} \leq x \leq 3.6 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{S2} (1.20) - q_{S1} (x - 1.20)$$

$$\begin{cases} T_Y(x=1.20) = 15.82 - 8.74 \times 1.20 = 5.332 \text{ KN} \\ T_Y(x=3.6) = 15.82 - 8.74 \times 1.20 - 12.326(3.6 - 1.20) = -24.25 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_{S2} (1.20) - q_{S1} (x - 1.20) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s2}(1.20) + q_{s1}(1.20)}{q_{s1}}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{15.82 - 8.74(1.20) + 12.326(1.20)}{12.326}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.63\text{m}$$

$$x = 1.63 ; x \in [1.20; 3.6]$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s2} \times 1.20 \times \left(x - \frac{1.20}{2}\right) - q_{s1} \left[\frac{(x-1.20)^2}{2}\right]$$

$$M(x) = 15.82x - 8.74 \times 1.20 \times (x - 0.6) - 12.326 \left[\frac{(x-1.20)^2}{2}\right]$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 15.82 \times 1.20 - 8.74 \times 1.20 \times (1.20 - 0.6) - 12.326 \left[\frac{(1.20-1.20)^2}{2}\right] \\ M(x=3.6) = 15.82 \times 3.6 - 8.74 \times 1.20 \times (3.6 - 0.6) - 12.326 \left[\frac{(3.6-1.20)^2}{2}\right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x=1.20) = 12.69 \text{ KN.m} \\ M(x=3.6) = -10.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçons : $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$

$$T(x) = +q_{s3} + q_{s2} \cdot x.$$

$$T(x) = 6.75 + 8.74 x.$$

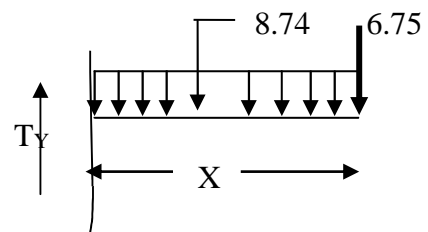
$$\begin{cases} T_Y(x=0) = 6.75 \text{ KN} \\ T_Y(x=1.40) = 6.75 + 8.74 \times 1.40 = 18.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -q_{s3} x - q_{s2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -6.75 x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.40) = -6.75 \times 1.40 - \frac{8.74}{2} \times 1.40^2 = -18.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

M_Z



- **Calcul du moment max :**

On a: pour $x = 1.63 \text{ m}$; $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M(x=1.63) = 15.82 \times 1.63 - 8.74 \times 1.20 \times (1.63 - 0.6) - 12.326 \left[\frac{(1.63 - 1.20)^2}{2} \right]$$

$$M(x=1.63) = 13.84 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment max au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_{max} = -0.3(13.84) = -5.052 \text{ KN.m}$

En travée : $M_u^t = 0.85M_{max} = 0.85(13.84) = 11.764 \text{ KN.m}$

- Diagramme des efforts internes :

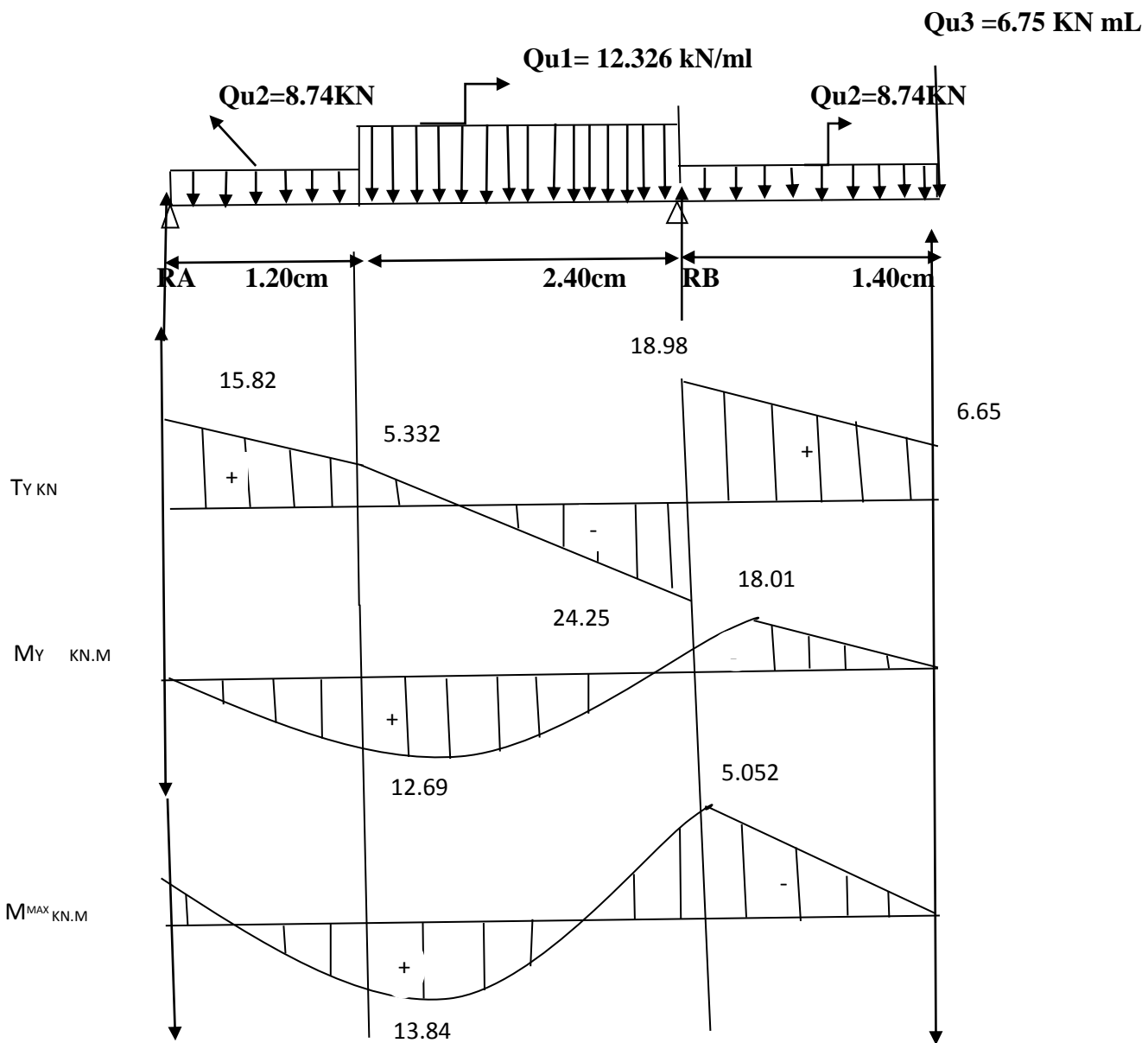


Figure III-5 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

H) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

-Aux appuis :

Appuis A : $M_a = 5.052 \text{ kN.m}$; $A_a = 0.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 0.92}{100 \times 16} = 0.0575 \quad \beta_1 = 0.991 ; \quad \alpha_1 = 0.017$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.017}{15(1-0.017)} = 1.1$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.052 \times 10^3}{0.991 \times 16 \times 0.92} = 35.670 MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.020 \times 35.134 = 0.71 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

⇒ **Condition vérifiée**

Appuis B : $M_a = 13.83 \text{ kN.m}$; $A_a = 2.53 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.53}{100 \times 16} = 0.158 \quad \beta_1 = 0.98 ; \quad \alpha_1 = 0.05$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.05}{15(1-0.05)} = 0.0035$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{13.83 \times 10^3}{0.98 \times 16 \times 2.653} = 328.7 MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.025 \times 328.7 = 8.21 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

⇒ **Condition vérifiée**

-En travée : $M_t = 11.76 \text{ kN.m}$; $A_t = 2.52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.52}{100 \times 16} = 0.16 \quad \beta_1 = 0.983 ; \quad \alpha_1 = 0.041$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.041}{15(1-0.041)} = 0.0028$$

$$\sigma_S = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{11.76 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 2.52} = 296.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_S = 0.022 \times 296.71 = 6.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}; \quad \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{360} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = \max(12.326; 8.74) = 12.326 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu \cdot \lambda_v} \quad ; \quad I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \cdot 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16 = 17284.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 18) + (15 \times 4.52) = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17284.8}{1867.8} = 9.25 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3}(9.25^3 + 8.75^3) + 15 \times 4.52(8.75 - 2)^2$$

$$I_0 = 51801.64 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \text{ et } \mu = \text{Max} \left(\frac{1-1.75f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{st}+f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3)0.283} = 0.030 \text{ et } \mu = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.283 \times 139.35 + 2.1} ; 0 \right) = 0.98$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu.\lambda_v} = \frac{1.1 \times 51801.64}{1 + 0.98 \times 0.030} = 55354.39 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.326 \times 3.75^4}{10818.86 \times 10^3 \times 55354.39 \times 10^{-8}} = 0.0053 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.75}{500} = 0.0075$$

$$f = 0.0053 \text{ m} < \bar{f} = 0.0075 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier

- **Armatures principales :**

Aux appuis :

Appuis A: $A_a = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$)

Appuis B: $A_a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$)

En travées : $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

- **Armatures de répartitions :**

Aux appuis :

Appuis A: $A_{ra} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

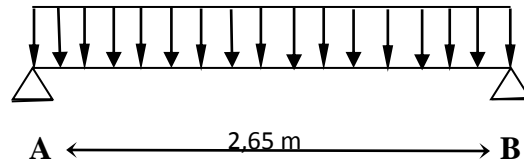
Appuis B: $A_{ra} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

En travées : $A_{rt} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$)

III.4) Etude de la poutre palière :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux.

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier. Le calcul se fera en flexion simple et en torsion, mais on se limitera à la flexion simple car elle nous donne les moments les plus défavorables.



A) Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 2.65\text{m} \implies \frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10} \quad \text{Donc : } 17.66 \leq h_t \leq 26.5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

- **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 0.4 \times 35\text{cm} \leq b \leq 0.7 \times 35\text{cm} \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Avec :

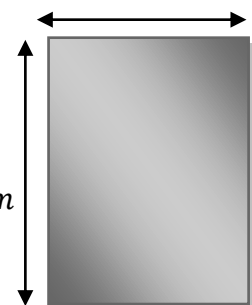
b : La largeur de la poutre

Compte tenu des exigences du RPA(Art7.5.1), on opte pour $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) : $b = 30\text{cm}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

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



Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

B) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ kN/ml}$
- Effort tranchant à l'appui : **ELU : $T_u = 62.62 \text{ kN}$**
ELS : $T_s = 45.42 \text{ kN}$

C) Combinaison des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.20G + T_u = (1.20 \times 2.625) + 62.62$$

$$q_u = 65.77 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + T_s = 2.625 + 45.42$$

$$q_s = 48.045 \text{ kN/ml}$$

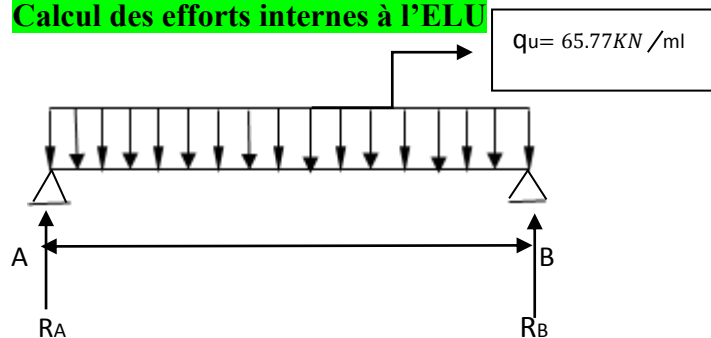
D) Calcul des efforts internes à l'ELU

Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière (ELU)

• Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{65.77 \times 2.65}{2} = 87.145 \text{ kN}$$

• Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{65.77 \times 2.65^2}{8} = 57.73 \text{ kN.m}$$

• Correction des moments :

- Aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 57.73 = -17.32 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 57.73 = 49.070 \text{ kN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

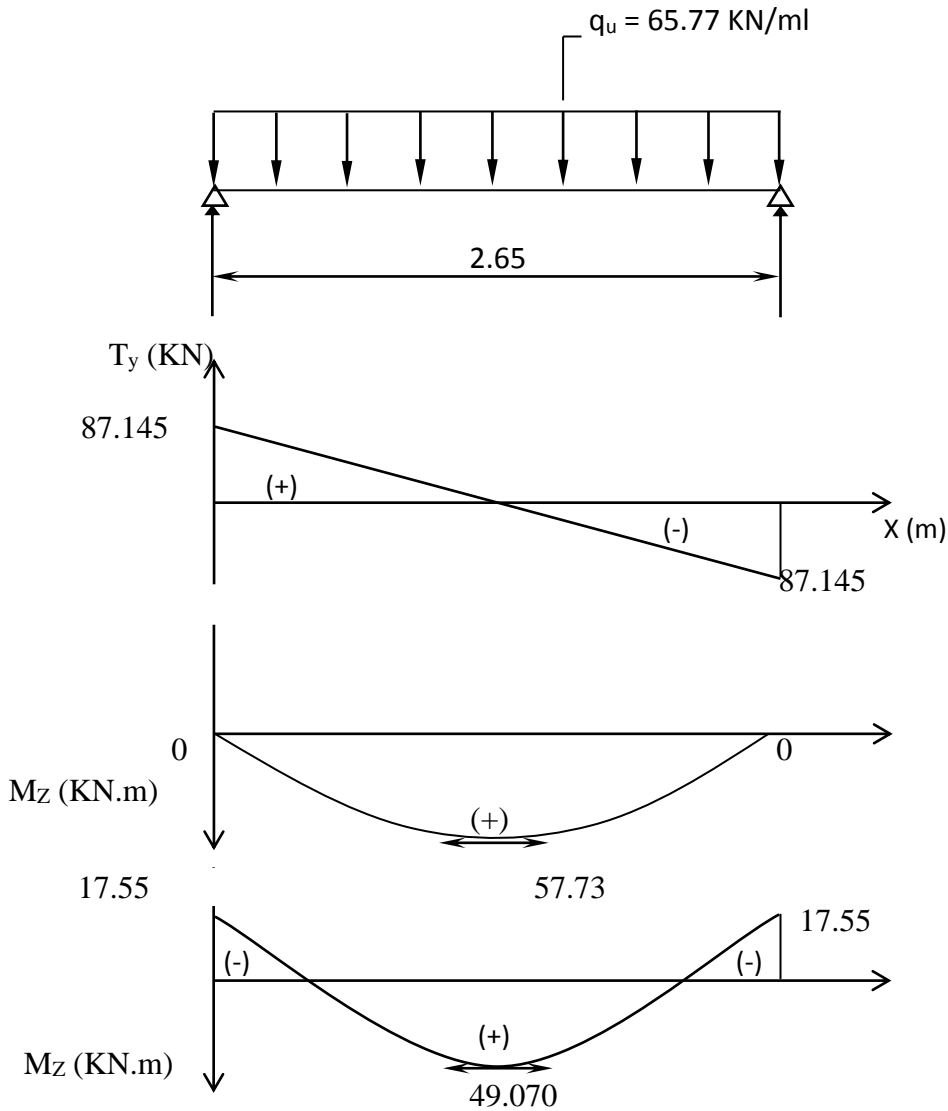


Figure III-4-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

E) Calcul des armatures :

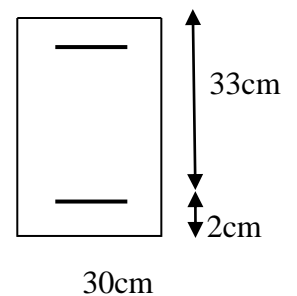
- Armatures principales : (longitudinal)

- Aux appuis : $M_u^a = -17.32 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.32 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \text{Tableau } \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.32 \times 10^3}{0.981 \times 33 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$



Soit $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-En travée : $M_u^t = 49.070 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.070 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.106$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SAA} \Rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49.070 \times 10^3}{0.934 \times 33 \times 348} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$

F) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre palière doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_t = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99 Art 5.1.1, 211)

$$V_{\max} = 87.145 \text{ KN}; \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{87.145 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.880 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.880 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

(BAEL91, Art A 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u^{max} : Effort tranchant = 87.145KN

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08\text{mm}$

d : hauteur utile est égale à 33 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{87.145 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 1.297 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.297 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) **Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s (Art A.6, 253/BAEL91)**.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_r = 18 \text{ cm.}$$

e) **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :** (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

-Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} < 0.267 b a f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$ ($a = 0.9 \times 330 = 297 \text{ mm}$ et $b = 300 \text{ mm}$)

$$V_u^{max} < 0.267 \times 300 \times 297 \times 25 = 594.742 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 87.145 \text{ KN} \leq 594.742 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec :

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(87.145 \times 10^3 - \frac{17.32 \times 10^3 \times 10^3}{0.9 \times 330} \right)$$

$$A_a \geq 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; 12; \frac{300}{10} \right\}$$

Avec :

h_t: étant la hauteur totale de la poutre

ϕ_l: diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min\{10; 12; 30\}$$

$$\phi_t = 8 < 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc : **A_t = 2ϕ 8 = 1,0 cm²**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 \times 33; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{29.7; 40\text{cm}\} \Rightarrow \mathbf{S_t = 20\text{cm}}$$

- **Espacement des armatures transversales : (selon le RPA version 2003 Art7.5-2.2)**

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min\{8.75; 14.4\}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{S_t = 8\text{cm}}$$

- En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

G) Calcul des efforts internes à l'ELS :

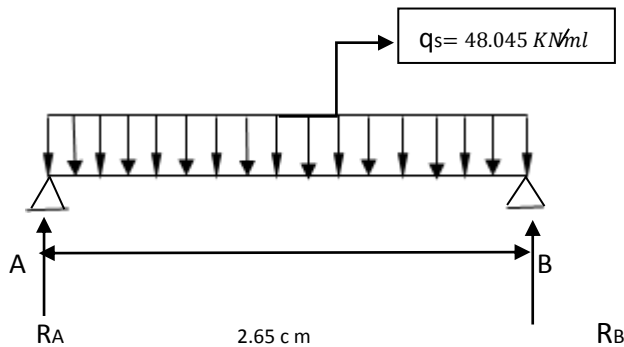


Figure III-4-3 : Schéma statique de la poutre palière (ELS)

• Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{48.045 \times 2.65}{2} = 63.66 \text{ kN}$$

• Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{48.045 \times 2.65^2}{8} = 42.17 \text{ kN.m}$$

• Correction des moments

- Aux appuis

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 42.17 = -12.65 \text{ kN.m.}$$

- En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 42.17 = 35.84 \text{ kN.m.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

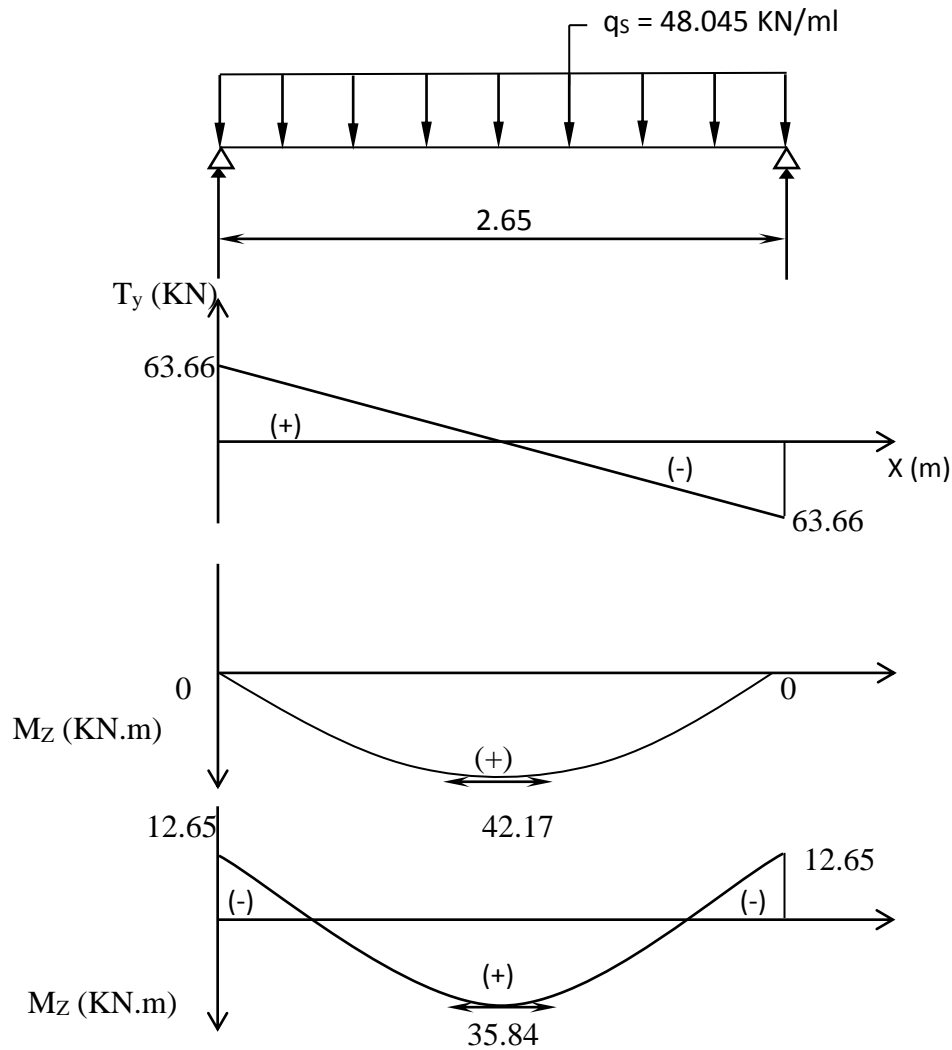


Figure III-4-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

H) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Aux appuis :

$$M_{as} = -12.65 \text{ kN} \cdot \text{m} ; \quad A_a = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.15}{30 \times 33} = 0.116 \quad \beta_1 = 0.986; \quad \alpha_1 = 0.034$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.034}{15(1-0.034)} = 0.0023$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{12.65 \times 10^3}{0.986 \times 33 \times 1.15} = 338 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. \sigma_s = 0.0023 \times 338 = 0.777 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

-En travée : $M_{ts} = 35.84 \text{kN.m}$; $A_t = 3.25 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.25}{30 \times 33} = 0.328 \quad \beta_1 = 0.959 ; \quad \alpha_1 = 0.100$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.100}{15(1-0.100)} = 0.0074$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{35.84 \times 10^3}{0.959 \times 33 \times 3.25} = 348.46 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k. \sigma_s = 0.0074 \times 348.46 = 2.57 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} ; \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{350}{265} = 1.32 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 1.32 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{35.84}{10 \times 42.17} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.25}{30 \times 33} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

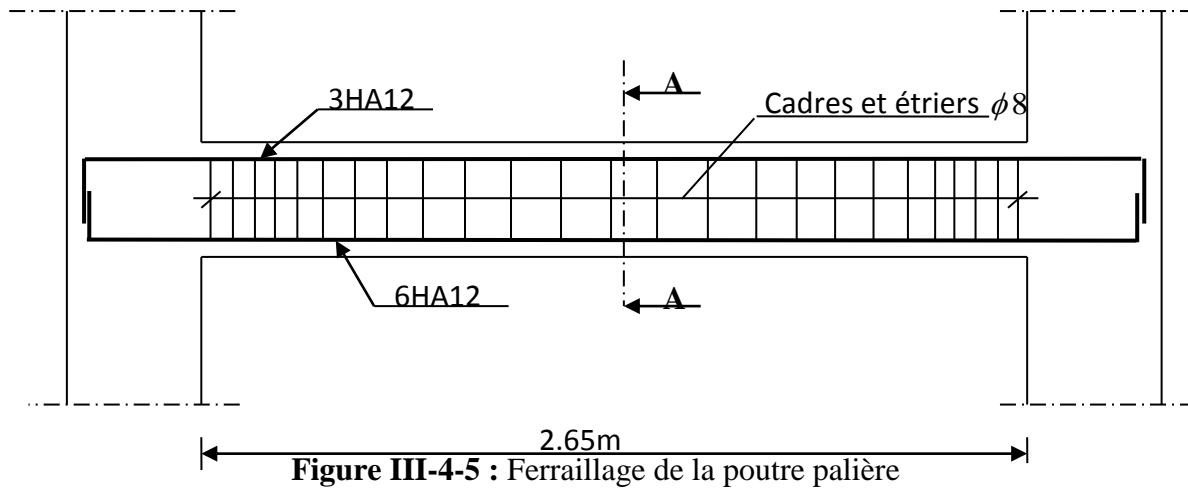
Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

-Appuis : 3HA12 = 3.39cm²

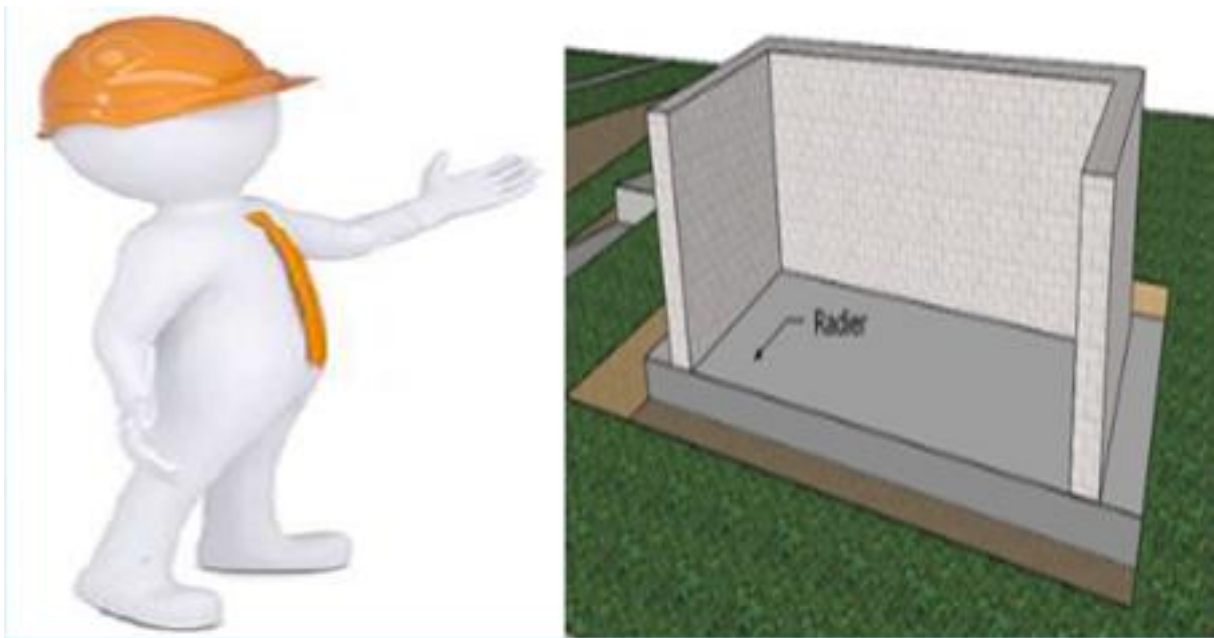
-Travées : 6HA12 = 6.78cm²

I) Plan de ferrailage de la poutre palière :



le plan de la coupe A-A

Chapitre IX



Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.1) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

VI.2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3) pré dimensionnement des fondations :

VI.3.1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{ D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser}=1856 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol}=200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3,05\text{m}^2$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

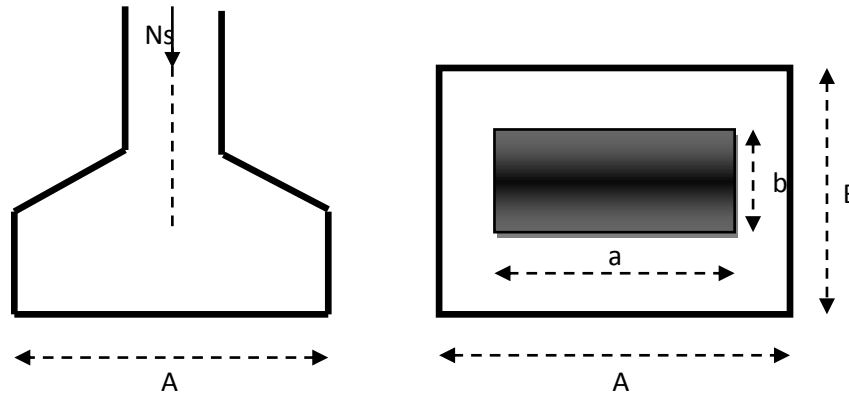


Figure VI-1 : Schéma de la semelle isolée.

VI.3.2) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

G : Charge permanente revenant au voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol}=0,2 \text{ MPa}$).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinale :

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m²)
VL₂	1380,59	1,80	3.83	6.90
VL₁	961,05	1.00	4.80	4,8
VL₁	1659,49	1.00	8.29	8,29
VL₁	1125,72	1.00	5.63	5,63
VL₁	1506,01	1.00	7.53	7,53
VL₁	1855,50	1.00	9.28	9,28
VL₁	1856	1.00	9.28	9,28
				51.71

Tableau VI-1: Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Sens transversale :

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VT ₁	1156,80	1,00	5,78	5,78
VT ₁	1158,06	1,00	5,80	5,80
VT ₁	1206,01	1,00	6,03	6,03
VT ₂	1025,95	1,80	2,85	2,85
VT ₂	1155,53	1,80	3,21	3,21
VT ₁	1535,81	1,00	7,68	7,68
VT ₁	1204,81	1,00	6,02	6,02
VT ₁	1026,30	1,00	5,13	5,13
				42,5

Tableau VI-2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_1 + S_2 = 51,71 + 42,5 = 94,21 \text{ m}^2$

VI.3.3) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes 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.

- Etapas de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$.

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si $e \leq \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec : } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_{ser} (KN)	M_i (KN,m)	e_i (m)	$N_{ser} \times e_i$ (KN.m)
1	865,01	5,20	7,23	6254.04
2	735,20	-0,622	4,25	3124.6
3	933,45	2,012	1,58	1474.85
4	812,23	-0,250	-2,33	-1892.25
5	725,10	-1,129	-4,88	-3538.48
6	614,52	-2,28	-7,25	-4455.30
Somme	4685.51	2,931		967.46

Tableau VI-3 : Détermination de la résultante des charges.

Exemple de calcul :

- ✓ La charge totale transmise par les poteaux est : $R = 4685.51$
- ✓ Coordonnées de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{967.46 + 2,931}{4685.51} = 0.21$
- ✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.21 \leq \frac{L}{6} = \frac{21}{6} = 3,5 \text{ m} \quad \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4685.51}{21} \left(1 + \frac{6 \times 0.21}{21} \right) = 236.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4685.51}{21} \left(1 - \frac{6 \times 0.21}{21} \right) = 209.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4685.51}{21} \left(1 + \frac{3 \times 0.21}{21} \right) = 230 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{230}{200} = 1.15 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,20 m.**

$$\text{On aura donc } S = 1,20 \times 21.00 = 25.2 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $St = S \times n + Sv$

$$St = 25.2 \times 6 + 94.21 = 245.41 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 338.10 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{245.41}{338.10} = 0.73 \longrightarrow 73 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 73% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

VI.4) Etude de radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.4.1) Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} = 25\text{cm}$).

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MP}$

L_{max} : Distance maximale.

$$\text{d'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,04 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ Condition forfaitaire : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad 0,625 \leq h \leq 1$$

Avec : $L_{\max} = 5,00 \text{ m}$.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : $h = 90 \text{ cm}$.

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_d = 40 \text{ cm.}$$

➤ **La nervure:**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_n = 90 \text{ cm.}$$

D'où:

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90$$

$$36 \leq b_n \leq 63 \rightarrow b_n = 50 \text{ cm}$$

Résultats :

D'après les calculs précédents on adopte les dimensionnements suivants :

- Hauteur de la dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur de la nervure : $h_n = 90 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$.

VI.4.2) Détermination des efforts :

A) Charges revenant à la superstructure

Charge permanente $G = 35396,86 \text{ K}$

Charge d'exploitation $Q = 5895,8 \text{ KN}$

B) Combinaison d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_U = 1,35G + 1,5 Q = 56629,5 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_S = G + Q = 41292,66 \text{ KN}$$

C) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{56629,5}{1,33 \times 200} = 213 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{41292,66}{200} = 206,5 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 213 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 338,10 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 213 \text{ m}^2$$

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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \quad \text{Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{90}{2}; 30\right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 45 \text{ cm}$$

On prend $L_{\text{déb}} = 55 \text{ cm}$.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} \longrightarrow S_{\text{déb}} = (21 + 16,10) \times 2 \times 0,55 + 4 \times (0,55)^2 = 42,02 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 338,10 + 42,02 = 380,12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 380,12 \text{ m}^2.$$

D) Détermination des efforts à la base du radier**a) Poids de radier :**

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle : $g_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 380,12 \times 0,4 \times 25 = 3801,2 \text{ KN}$

- Poids des nervures : $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$
 $g_2 = [(0,50 \times (0,90 - 0,40) \times 21 \times 6) + (0,50 \times (0,90 - 0,40) \times 16,10 \times 6)] \times 25$
 $g_2 = 1113 \text{ KN}$

- Poids du TVO : $g_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$
 Avec : $S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0,50 \times 21 \times 6) + (0,50 \times 16,10 \times 6) = 111,3 \text{ m}^2.$

$$g_3 = (380.12 - 111.3) \times (0.9 - 0.4) \times 17 = 1828 \text{ KN.}$$

- Poids de la dalle flottante libre : $g_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$
 $g_4 = (380.12 - 111.3) \times 0.1 \times 25 = 672.05 \text{ KN.}$

$$G_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 3801.2 + 1113 + 1828 + 672.05 = 7414.25 \text{ KN.}$$

b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_T = P (\text{superstructure}) + P (\text{infrastructure})$$

$$= 35396.86 + 5347.4 = 40744.34 \text{ KN}$$

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 5895.8 \text{ KN}$
 Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 380.12 = 950.3 \text{ KN}$
 Surcharge totale : $Q_T = 6846.1 \text{ KN}$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_U = 1.35G_T + 1.5 Q_T = 1.35 \times 40744.34 + 1.5 \times 6846.1 = 71385.66 \text{ KN}$
 A l'ELS : $N_S = G_T + Q_T = 40744.34 + 6846.1 = 47590.44 \text{ KN}$

VI.4.3) vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{T_{\text{max}_u}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9h_d = 36 \text{ cm}$$

$$T_{\text{max}_u} = q_u \times \frac{l_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{l_{\text{max}}}{2} = \frac{55173.25 \times 1}{380.12} \times \frac{5.00}{2} = 363 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{363}{1 \times 0.36} = \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.01 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

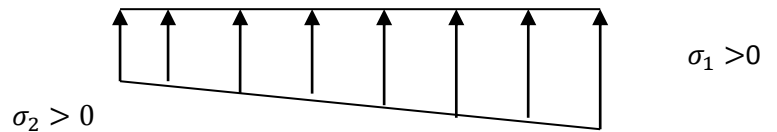
$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes : (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➤ **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$



➤ **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Figure VI-2 : Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2, \quad 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 71385.66 \text{ KN} \quad N_s = 47590.44 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 55340.61 \text{ KN.m} \quad T_{0x} = 2340.23 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 63245.25 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 2567.30 \text{ KN}$$

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 10,252$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7.254$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{16.10 \times 21^3}{12} = 12425.2$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{21 \times 16.10^3}{12} = 7303.24$$

- **Calcul des moments:**

$$M_x = 55340.61 + (2056.84 \times 0,8) \longrightarrow M_x = 56986.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 63245.25 + (2133.98 \times 0,8) \longrightarrow M_y = 64952.45 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal xx:**

- **A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{71385.66}{380.12} + \frac{56986.08}{7303.24} \times 10.252 = 267.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{71385.66}{380.12} - \frac{56986.08}{7303.24} \times 10.252 = 107.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 267.3 + 107.31}{4} = 227.30 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 227.30 \text{ KN / m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN / m}^2 \iff \text{Condition vérifiée.}$$

- **A PELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{47590.44}{380.12} + \frac{56986.08}{7303.24} \times 10.252 = 205 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{47590.44}{380.12} - \frac{56986.08}{7303.24} \times 10.252 = 45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 205 + 45}{4} = 165 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 165 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN / m}^2 \iff \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversale yy:**

- A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{71385.66}{380.12} + \frac{64952.45}{12425.2} \times 7.254 = 225.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{71385.66}{380.12} - \frac{64952.45}{12425.2} \times 7.254 = 149.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 225.23 + 149.4}{4} = 206.8 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 206.8 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A PELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{47590.44}{380.12} + \frac{64952.45}{12486.79} * 7.254 = 162.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{47590.44}{380.12} - \frac{64952.45}{12425.2} \times 7.254 = 87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162.60 + 87}{4} = 144 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 144 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

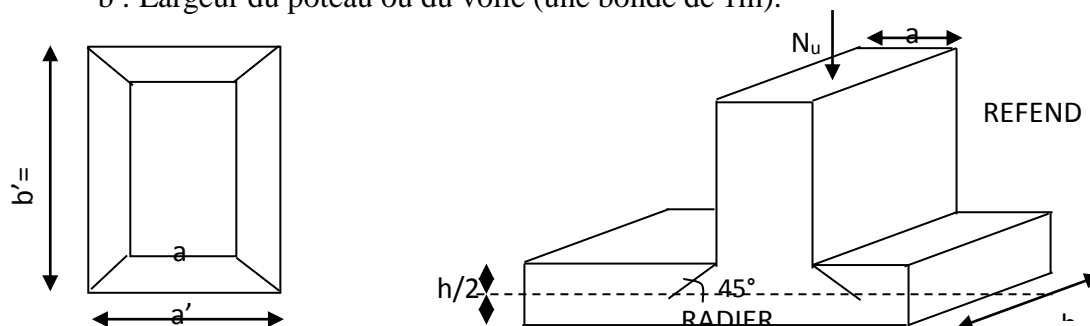


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1325.6 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 1325.6 < \frac{0,045 \times 5 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 3000 \text{ KN.m}$$

- **Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,90) = 5,6m$$

$$N_u = 2127.3 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 2127.3 < \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ KN.m}$$

VI.5) ferrailage de radier :

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 du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**

VI.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale 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 : $\sigma_m = 227,30 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 165 \text{ KN/m}^2$

D'où :

A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 227,30 - \frac{7414,25}{380,12} = 207,79 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 165 - \frac{7414,25}{380,12} = 145,5 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.2 Ferrailage de la dalle :

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.

A) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

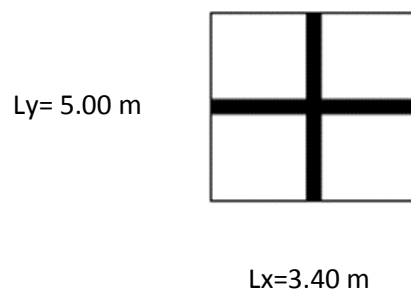
$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens
- ✓ Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

B) Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4,30 \text{ m}$ $l_y = 5,00 \text{ m}$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{5,00} = 0,68$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U _x	U _y	U _x	U _y
1	3,40	5,00	0,68	0,0707	0,408	0,0766	0,563

C) Calcul a l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x , M_y:

$$v = 0; \rho = 0.68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,408 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0707 \times 207.79 \times 3,40^2 = \mathbf{167 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0,408 \times 167 = \mathbf{69,28 \text{ KN.m}}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 167 = 83.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 69,28 = 34,64 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 167 = 50.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 69.28 = 20.78 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 167 = 125.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 69.28 = 52 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage a l'ELU :

- **le sens x - x (longitudinal)**

✓ **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{83.5 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,043 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{83.5 \times 10^3}{0,978 \times 37 \times 348} = 6.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm²/ml avec : S_t = 25 cm.

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{125.25 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,064 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta = 0,966 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{125.25 \times 10^3}{0,966 \times 37 \times 348} = 10.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm²/ml Avec : S_t = 25 cm

- le sens y - y (transversal):
- ✓ Aux appuis :

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.64 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,017 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{34.64 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6,15 cm²/ml avec S_t = 25

- ✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,026 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{52 \times 10^3}{0,986 \times 37 \times 348} = 4.1 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm²/ml Avec : S_t = 25 cm

c) Vérification a l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,75}{2} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

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

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{207.79 \times 3.40}{2} = 353.243$$

$$\tau_u = \frac{353.243 \times 10^{-3}}{1 \times 0,4} = 0.88 \leq 2,5$$

D) Calcul a l'ELS :

a) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0,2; \rho = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0766 \\ \mu_y = 0,563 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0766 \times 145.5 \times 3,40^2 = \mathbf{128.83 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0,563 \times 128.83 = \mathbf{72.53 \text{ KN.m}}$$

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 128.83 = 64.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 72.53 = 36.26 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 128.83 = 38.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 72.53 = 21.76 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 128.83 = 96.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 72.53 = 54.4 \text{ KN.m}$$

b) Vérification a L'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{83.5}{64.41} = 1,29 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,033 \quad \longrightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,042 \leq \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{125.25}{96.62} = 1,29 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,064 \quad \longrightarrow \alpha = 0,0833$$

$$\alpha = 0,0833 \leq \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{34.64}{36.26} = 0,95 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,017 \quad \longrightarrow \alpha = 0,021$$

$$\alpha = 0,021 \leq \frac{0,95-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,225 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{52}{54.4} = 0,955 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,026 \quad \longrightarrow \alpha = 0,033$$

$$\alpha = 0,033 \leq \frac{0,955-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,227 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

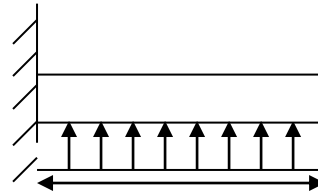
VI.5.3) Ferrailage de débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 55 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie

A) Sollicitation de calcul**A l'ELU**

$$q_u = 207.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-207.79 \times 0.55^2}{2} = -31.43 \text{ KN.m}$$

**Figure****A l'ELS****VI-4 : Schéma statique du débord**

$$q_s = 165 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-169 \times 0,55^2}{2} = -25 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des armatures**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31.43 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0,016 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31.43 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots \dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

C) Vérification à l'ELU**• Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.47\text{cm}^2 < A_u = 5,65\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

D) Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{31.43}{25} = 1,25$$

$$\mu = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,020$$

$$\alpha = 0,020 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

VI.5.4) 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.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

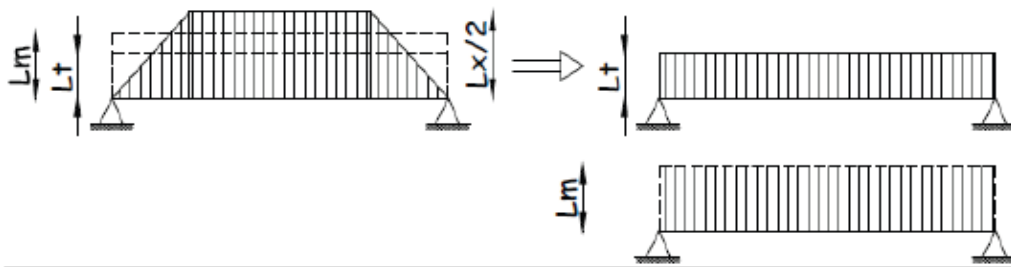


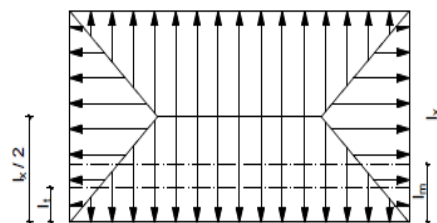
Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

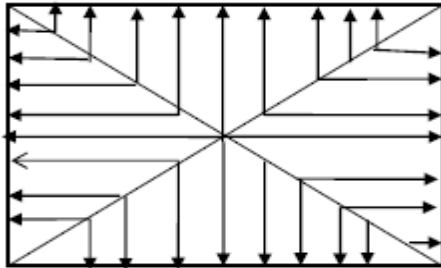
Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$$



2^{ème} Cas : Chargement triangulaires :Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$ **Figure VI-6:** Répartition trapézoïdale.**Figure VI-7 :** Répartition triangulaire.**A) Détermination des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(227,30 - \frac{7414,25}{380,12} - \frac{1828}{113,3} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{192 \text{ KN/ml}}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(165 - \frac{7414,25}{380,12} - \frac{1828}{113,3} \right) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{129.36 \text{ KN/ml}}$$

- **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens longitudinale :

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.40	5	0,62	triangulaire	1.132	0,85	192	129.36	217.34	434.68	146.43	292.86	163.2	326.4	110	220
	2	3.40	4	0,85	triangulaire	1.132	0,85	192	129.36	217.34		146.43		163.2		110	
B - C	1	3.20	5	0,62	triangulaire	1.065	0,80	192	129.36	204.48	408.96	137.76	275.52	153.6	307.2	103.5	207
	2	3.20	4	0,80	triangulaire	1.065	0,80	192	129.36	204.48		137.76		153.6		103.5	
C - D	1	2.90	5	0,58	triangulaire	0.966	0,725	192	129.36	185.47	370.94	125	250	139.2	278.4	93.78	187.6
	2	2.90	4	0,72	triangulaire	0.966	0,725	192	129.36	185.47		125		139.2		93.78	
D - E	1	3.20	5	0,62	triangulaire	1.065	0,80	192	129.36	204.48	408.96	137.76	275.52	153.6	307.2	103.5	207
	2	3.20	4	0,80	triangulaire	1.065	0,80	192	129.36	204.48		137.76		153.6		103.5	
E - F	1	3.40	5	0,62	triangulaire	1.132	0,85	192	129.36	217.34	434.68	146.43	292.86	163.2	326.4	110	220
	2	3.40	4	0,85	triangulaire	1.132	0,85	192	129.36	217.34		146.43		163.2		110	

Tableau VI-5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	3.40	3.40	1	trapézoïdal	1,1	1.03	192	129.36	211.2	422.4	142.3	284.6	197.76	395.52	133.24	266.5
	2	3.40	3.20	1.06	trapézoïdal	1,1	1.03	192	129.36	211.2		142.3		197.76		133.24	
2-3	1	3.20	3.40	0.94	trapézoïdal	1,06	1	192	129.36	203.5	407	137.12	274.24	192	384	129.36	258.72
	2	3.20	3.20	1	trapézoïdal	1,06	1	192	129.36	203.5		137.12		192		129.36	
3-4	1	2.90	3.40	0,85	trapézoïdal	0.966	1,03	192	129.36	185.5	371	125	250	197.76	395.52	133.24	266.5
	2	2.90	3.20	0,90	trapézoïdal	0.966	1,03	192	129.36	185.5		125		197.76		133.24	
4-5	1	3.20	3.40	0094	trapézoïdal	1,06	1.25	192	129.36	203.5	407	137.12	274.24	240	480	161.7	323.4
	2	3.20	3.20	1	trapézoïdal	1,06	1.25	192	129.36	203.5		137.12		240		161.7	
5-6	1	3.40	3.40	1	trapézoïdal	1,1	1.03	192	129.36	211.2	422.4	142.3	284.6	197.76	395.52	133.24	266.5
	2	3.40	3.20	0,94	trapézoïdal	1,1	1.03	192	129.36	211.2		142.3		197.76		133.24	

Tableau VI-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

B) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

a) Sens longitudinal :

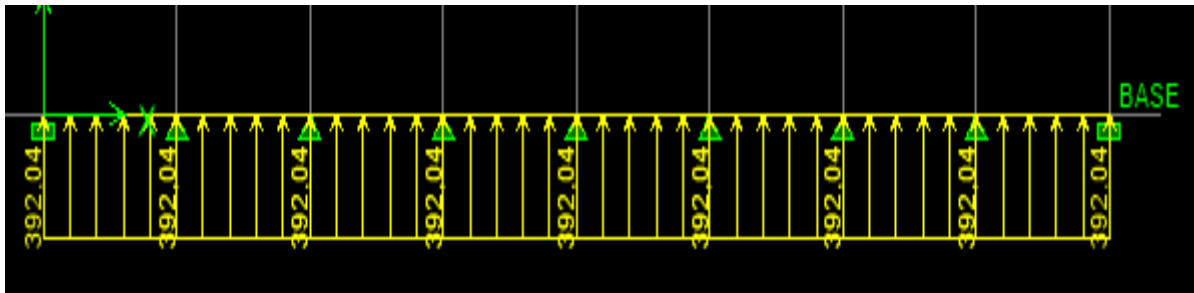


Figure VI-8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

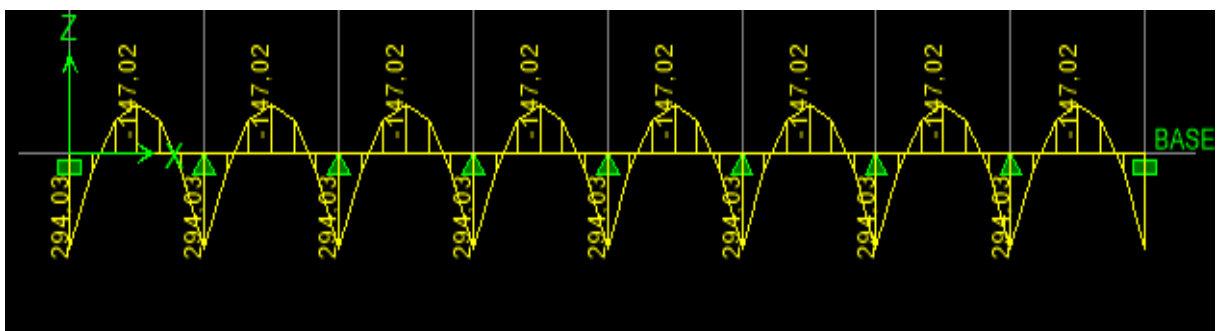


Figure VI-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

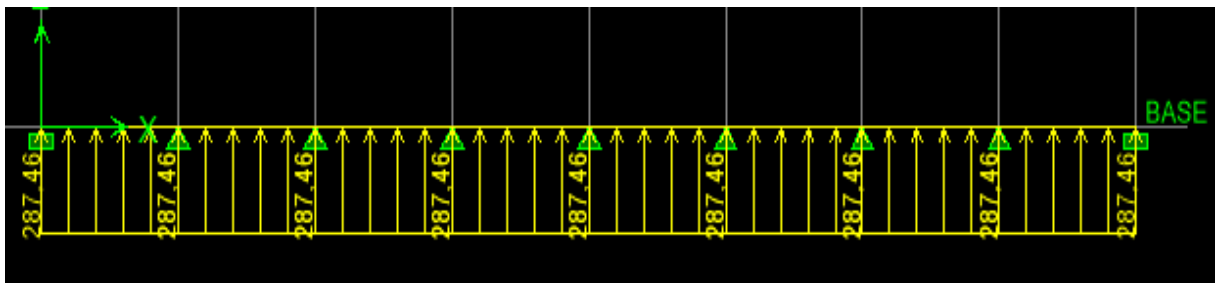


Figure VI-10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

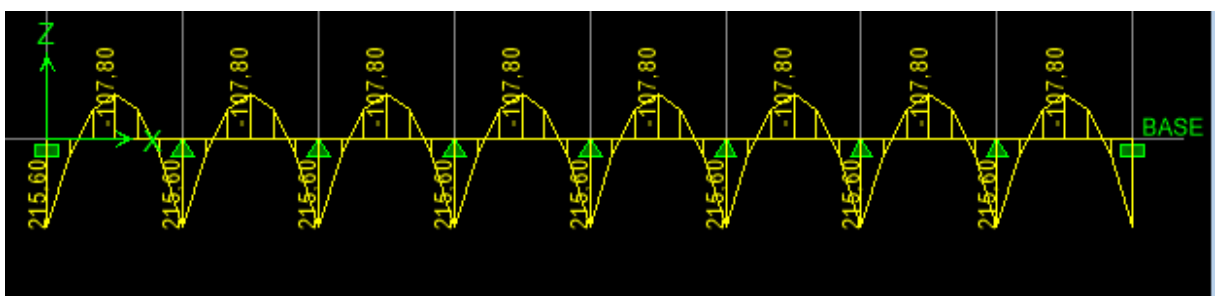


Figure VI-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

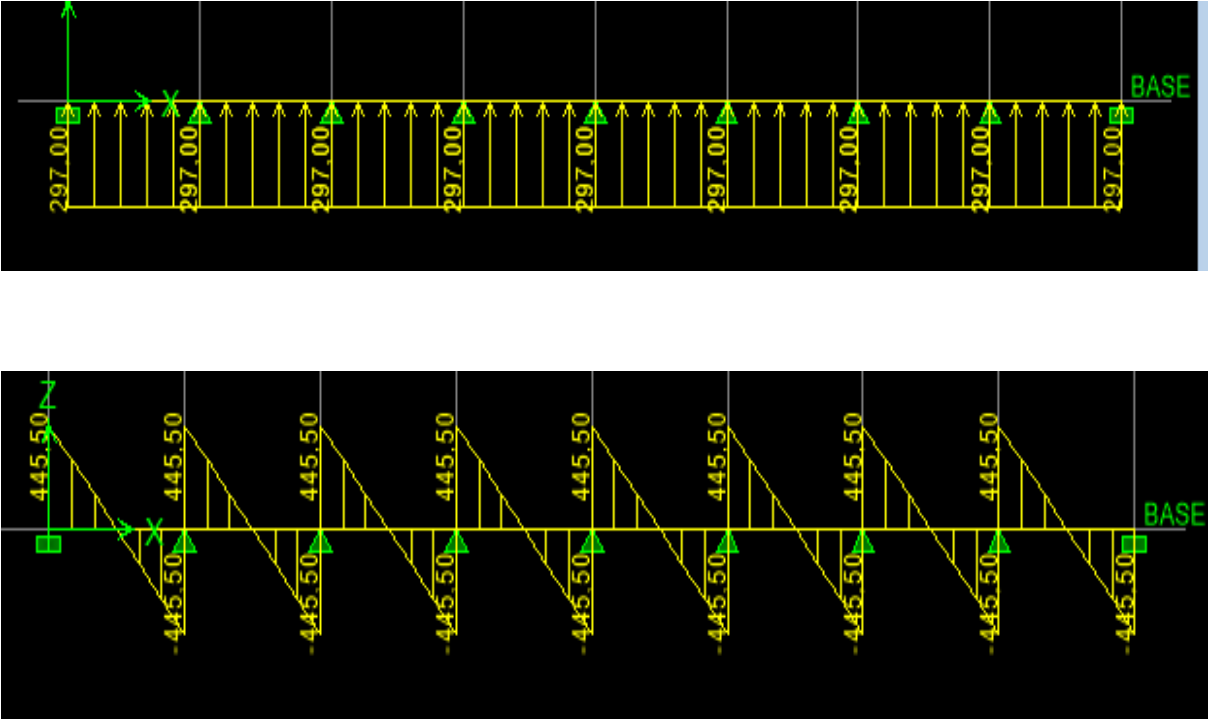


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

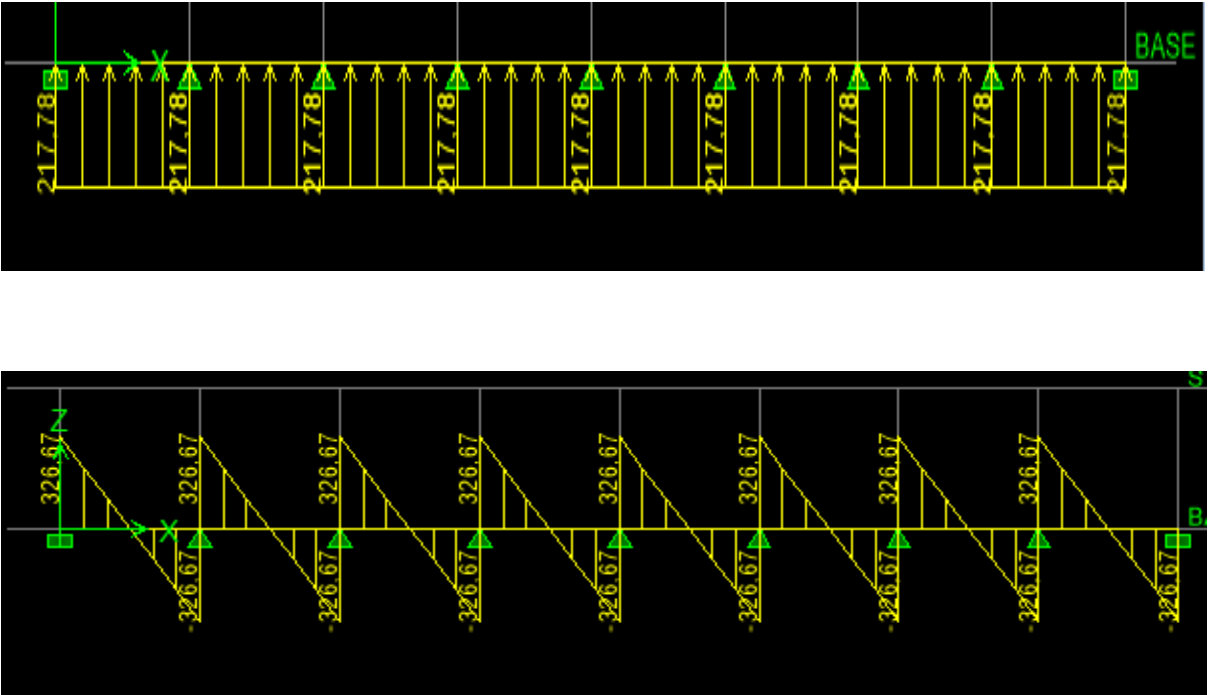


Figure VI-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

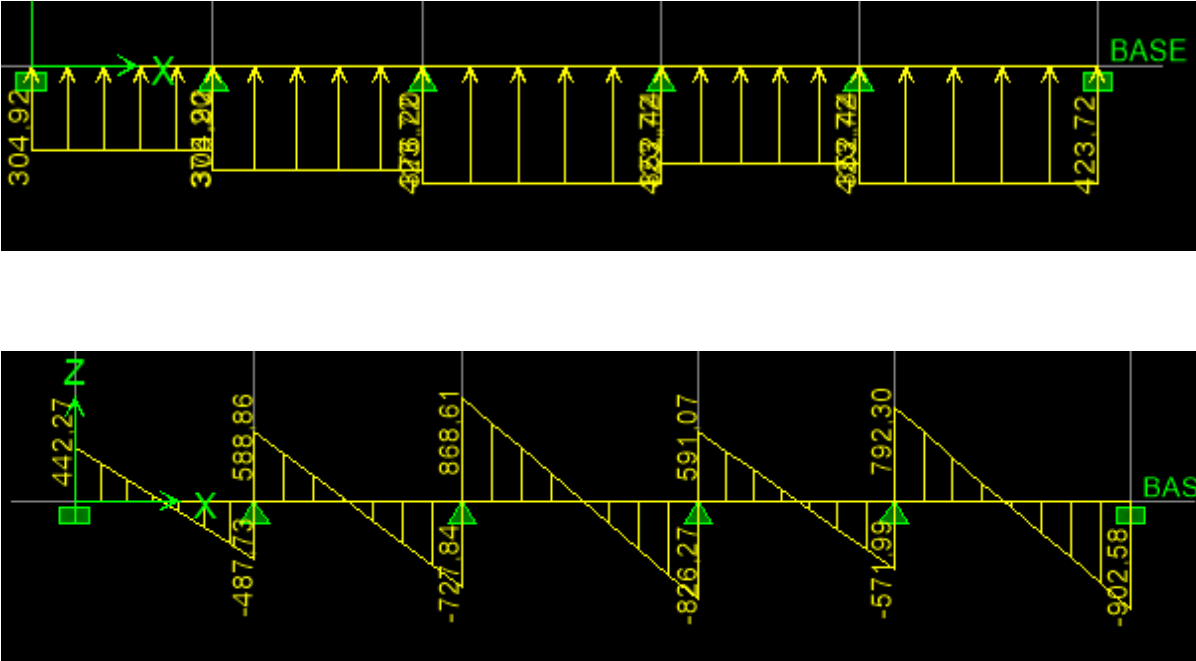


Figure VI.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

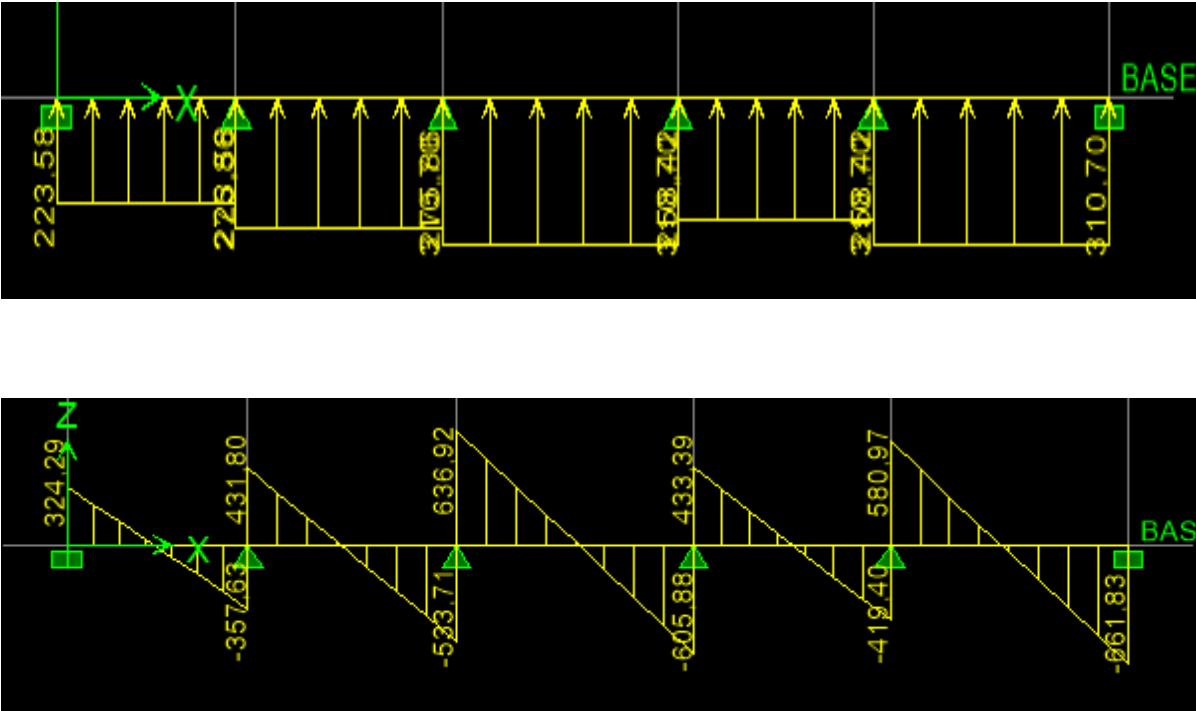


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

C) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{max} (KN.m)	294,03	215,6	707,61	518,84
M_{tmax} (KN.m)	147,02	107,8	398,69	292,33
T_{max} (KN)	445,50	326,67	902,58	661,83

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

D) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$ [cm], $h = 90$ [cm], $d = 75$ [cm], $f_{bc} = 14,2$ [MPa], $\sigma_{st} = 348$ [MPa]

Exemple de calcul :

$M_{t_{umax}} = 147,02$ [KN.m] ; $M_{a_{umax}} = -294,03$ [KN.m]

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{294,03 \times 10^3}{50 \times 85^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{294,03 \times 10^3}{0,962 \times 85 \times 348} = 11,71 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,2 [cm²]

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	294,03	0,074	0,962	11,71	4HA16+4HA14	14,2
	Travée	147,02	0,036	0,982	5,73	4HA16+4HA14	14,2
Sens transversal	Appui	707,61	0,176	0,902	30,05	5HA20 + 5HA20	31,4
	travée	398,69	0,098	0,948	16,11	5HA20+2HA16	19,72

Tableau VI-7 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ [mm]}$

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{22,5 ; 24\}$$

Soit $S_t = 20 \text{ [cm]}$

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 22,5 \text{ [cm]}$$

Soit $S_t = 20 \text{ [cm]}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit $A_t = 6\text{HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

E) Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 85 \times 2,1}{400} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 14,2 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14,02 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 31,4 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 19,72 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 445,50[\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 [\text{MPa}]\right) = \min(2,5 [\text{MPa}]; 4 [\text{MPa}]) = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{445,50 \times 10^3}{500 \times 750} = 1,18 [\text{MPa}] \leq \bar{\tau} = 2,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

F) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{294,03}{215,6} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,074 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0962$$

$$\alpha = 0,0962 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{147,02}{107,8} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,036 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{707,61}{518,84} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,176 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,2438$$

$$\alpha = 0,2438 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{398,69}{292,33} = 1,36 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,090 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

G) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections sont au moins égales à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **90 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 0,9 = 2,4[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

Soit : 2HA14 = 3,08[cm²]

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardés, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements absolus et relatifs.

Nous avons aussi remarqué que les bouts de voiles provoquent une concentration des efforts au niveau des poutres et poteaux adjacents.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS.

On a 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 il doit aussi tenir compte du côté de la pratique

Le résultat de toute cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferrailage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

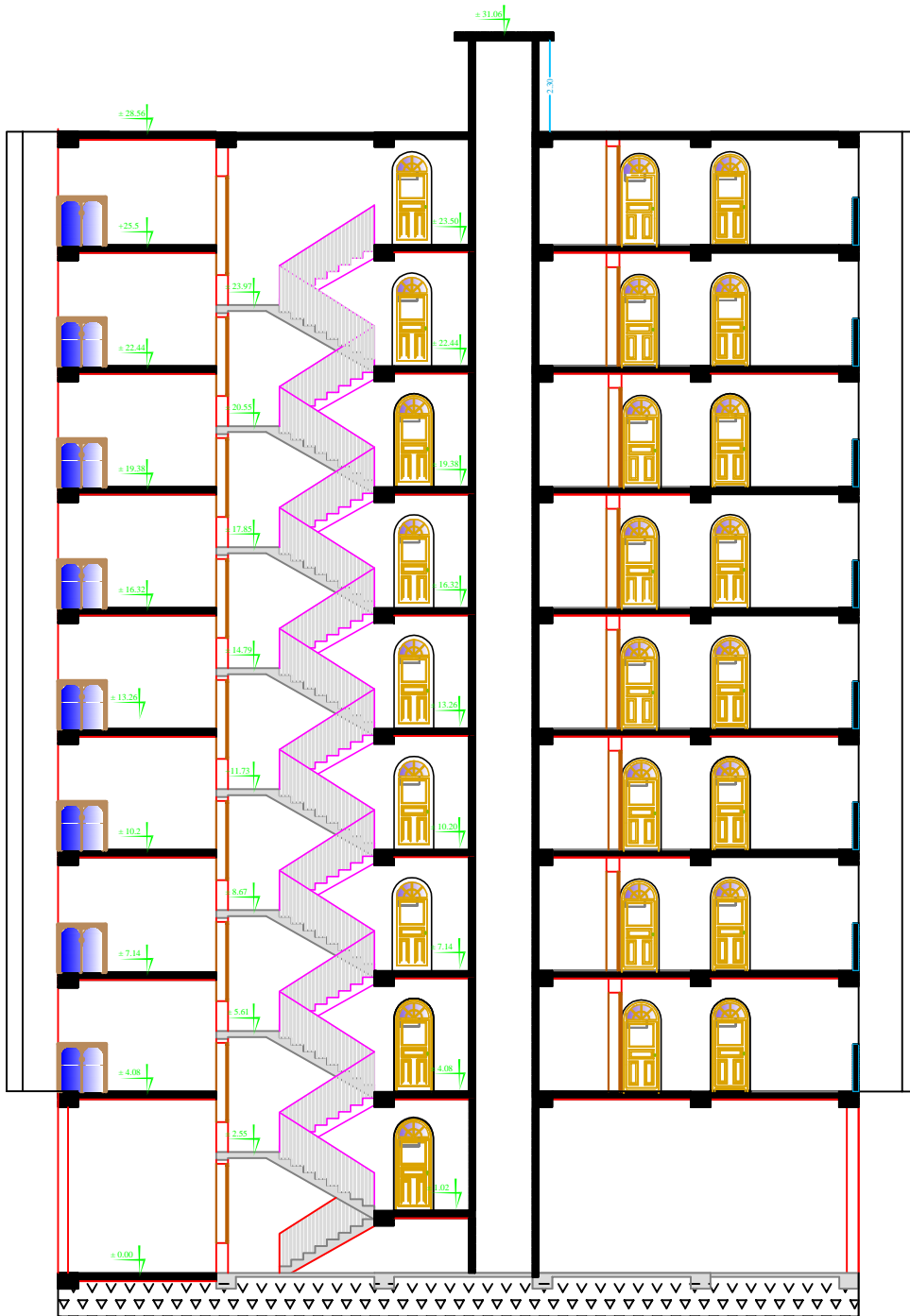
BEBLIOGRAPHIE

Règlements :

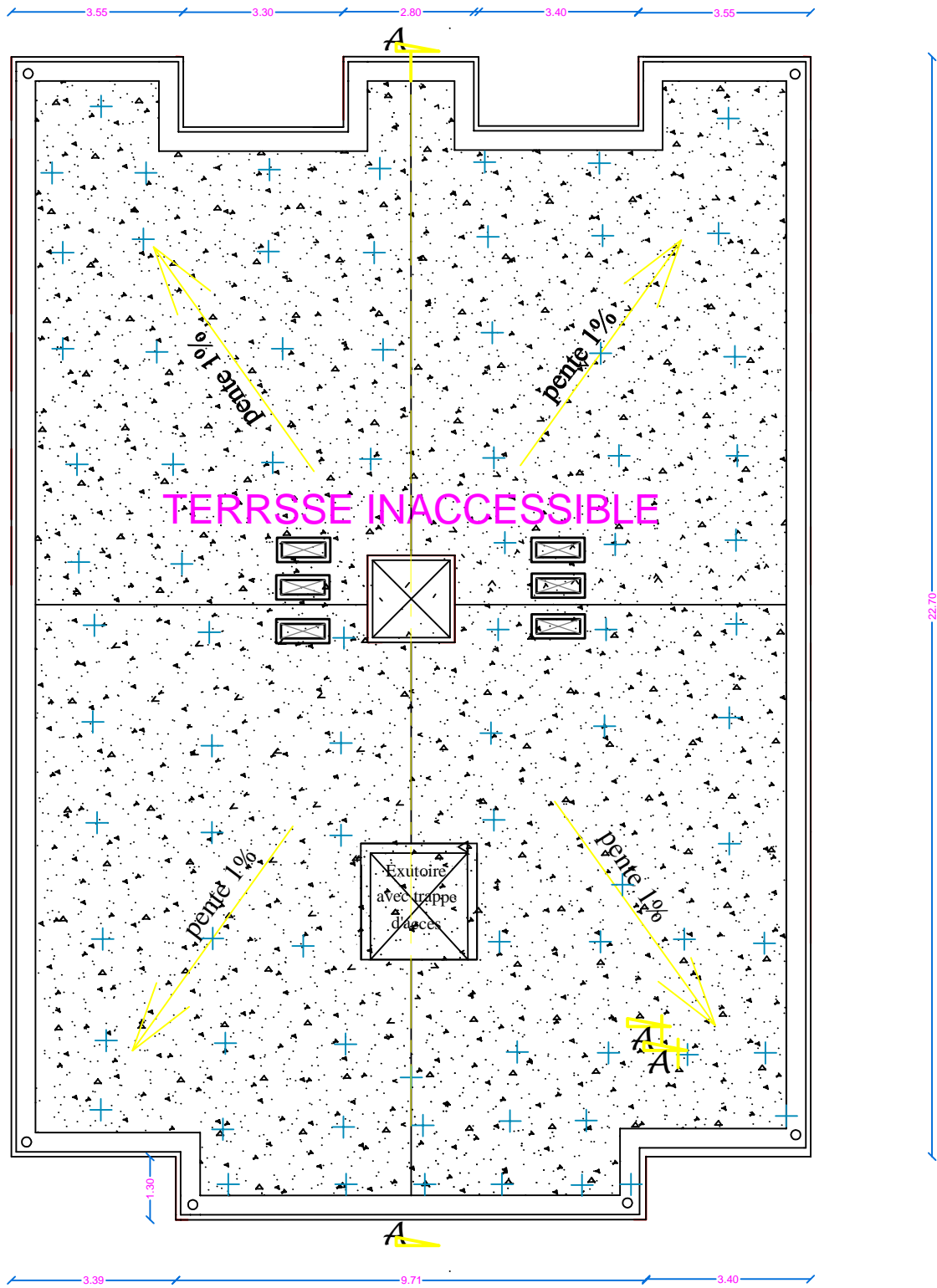
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation)
- Règles BAEL 91 modifiés 99.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

Ouvrage :

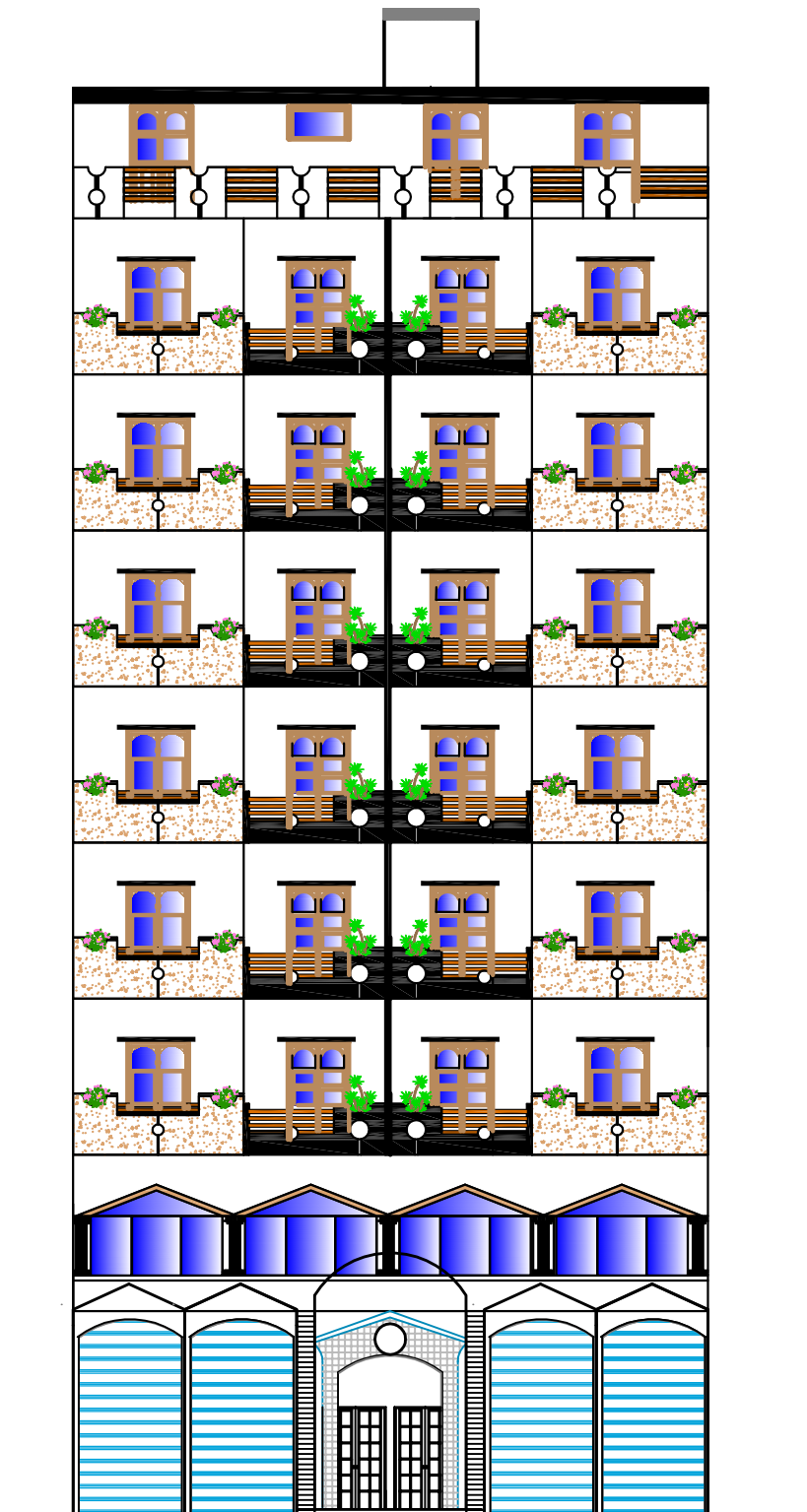
- Formulaire de Béton armé
- Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et à l'ELS.
- Cours et TD du cursus (Béton, MDS et RDM...).
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.



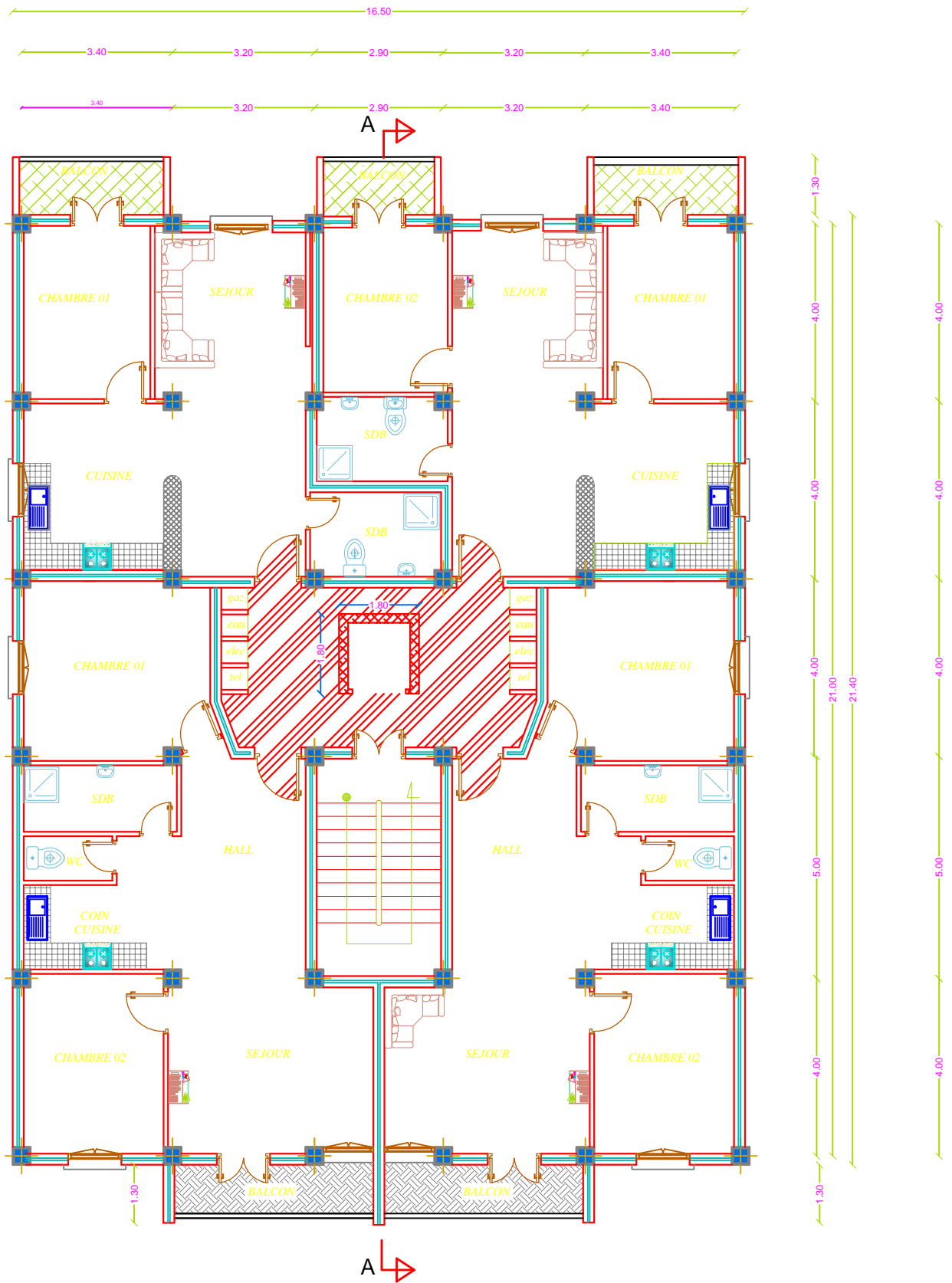
COUPE -AA-



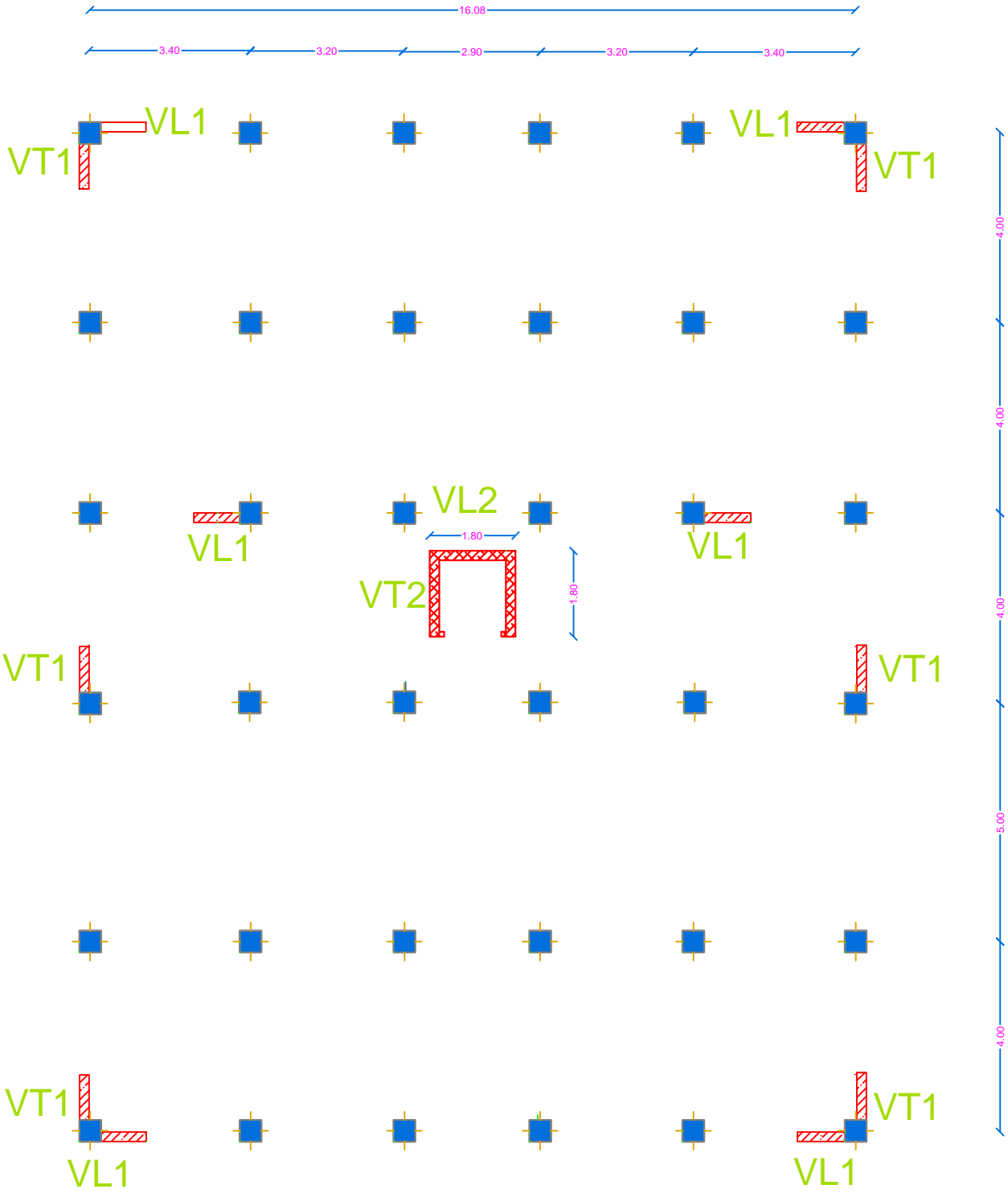
Plan terrasse :Ech 1/50



FACADE PRINCIPALE

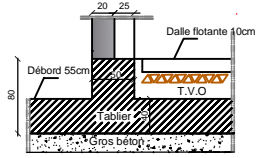


plan de l'étage courant +3.06

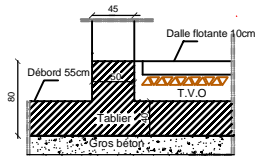


LA DISPOSITION DES VOILES

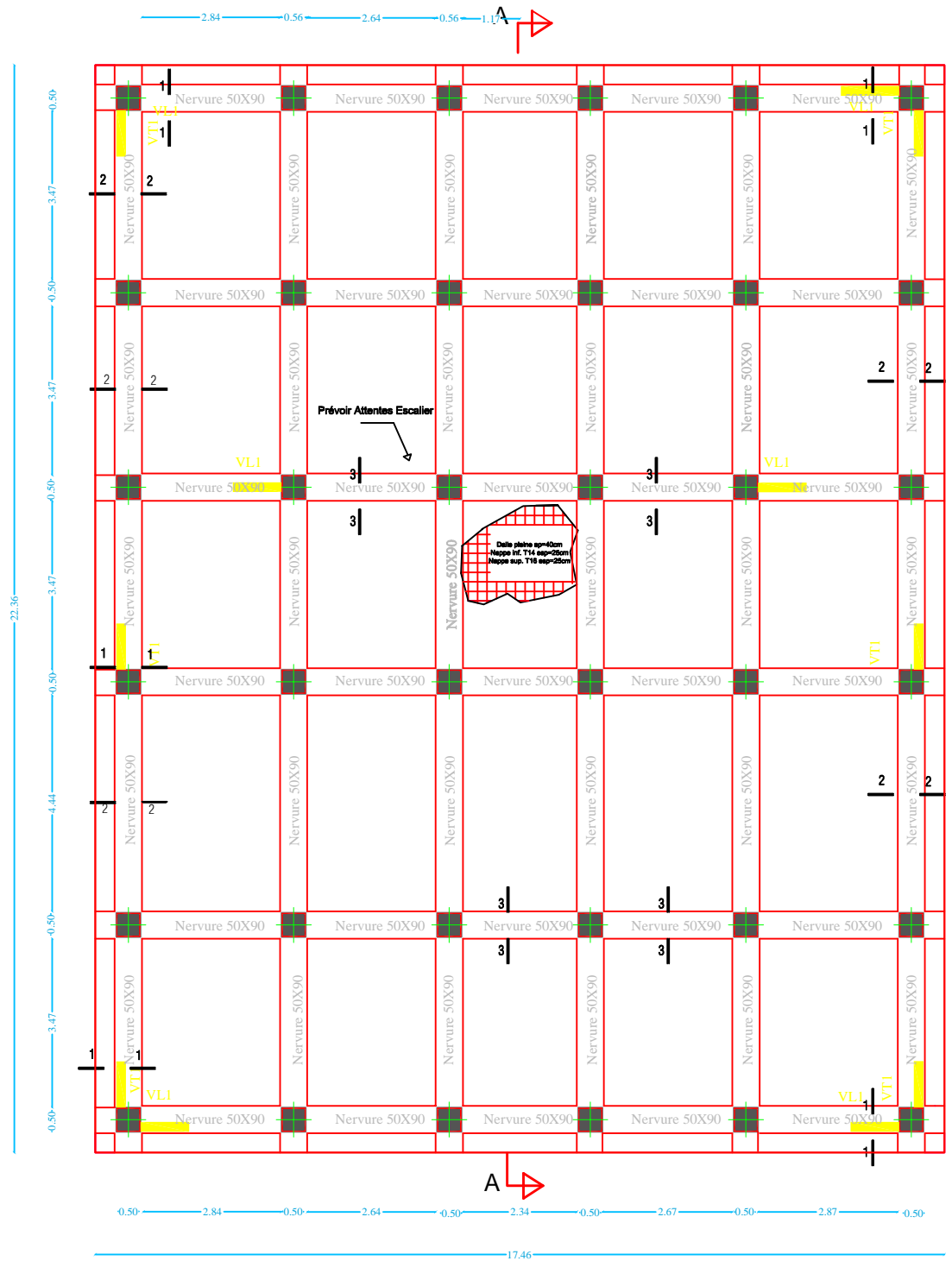
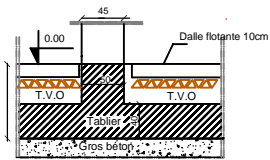
Coupe 1-1 Ech:1/25



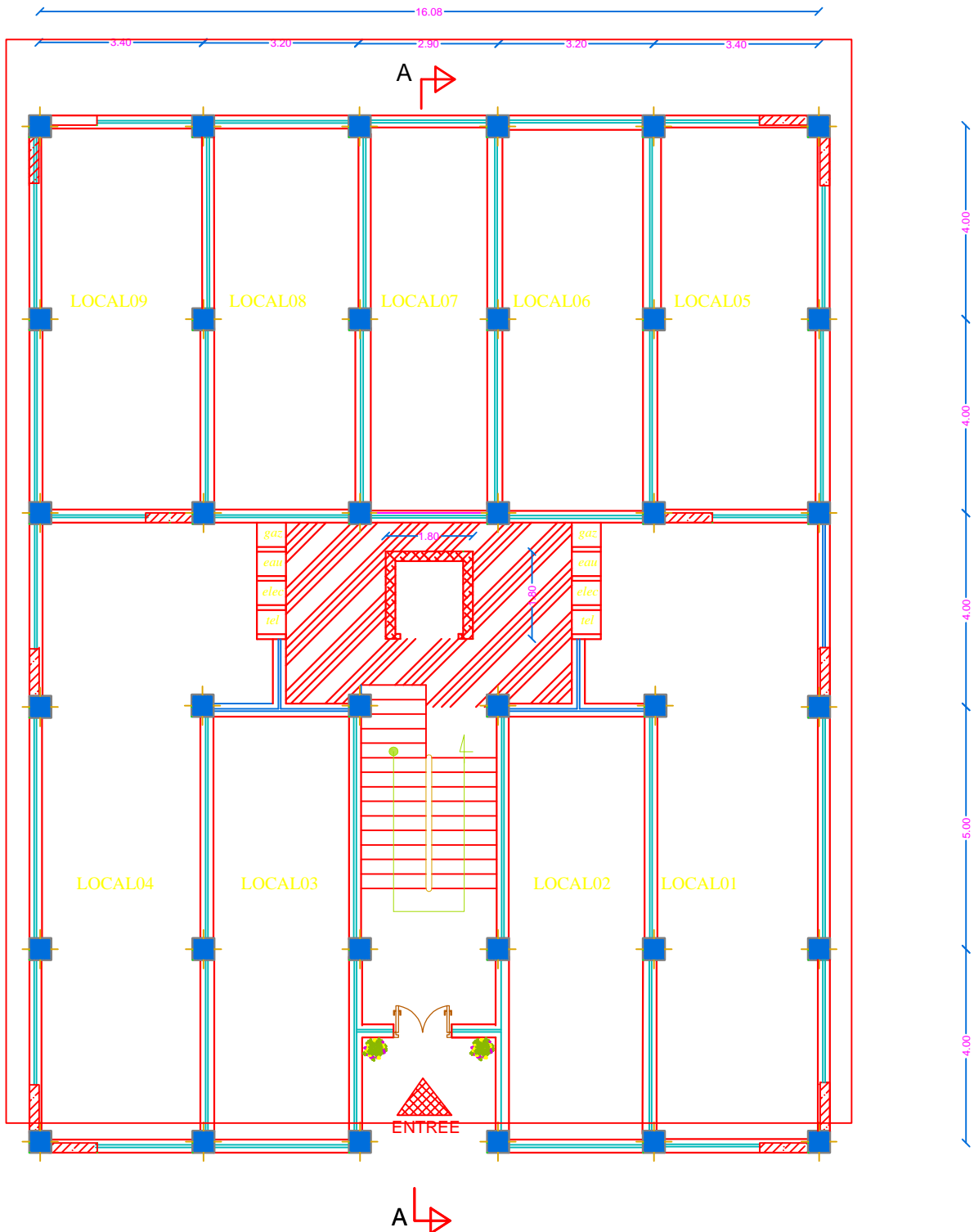
Coupe 2-2 Ech:1/25



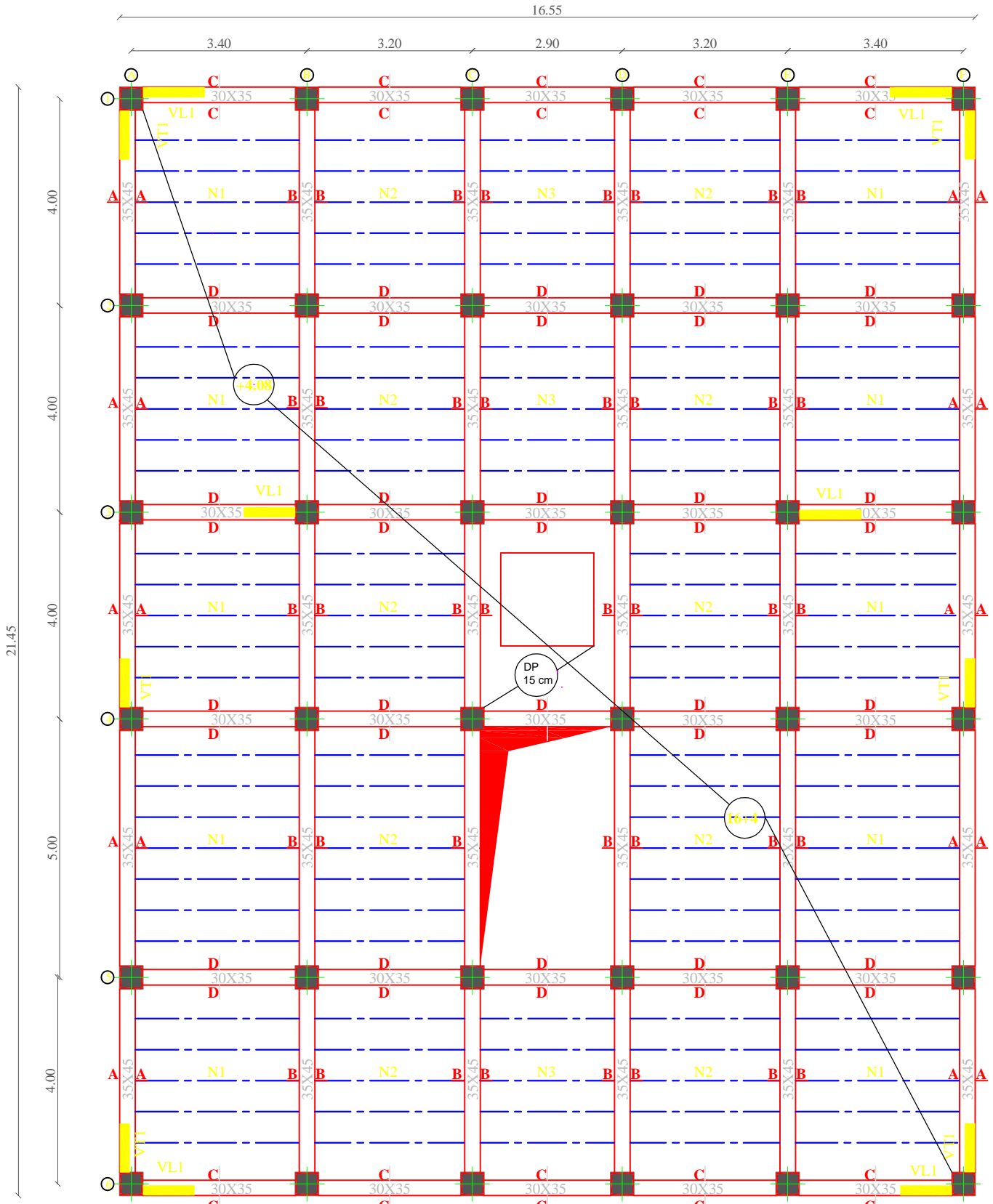
Coupe 3-3 Ech:1/25



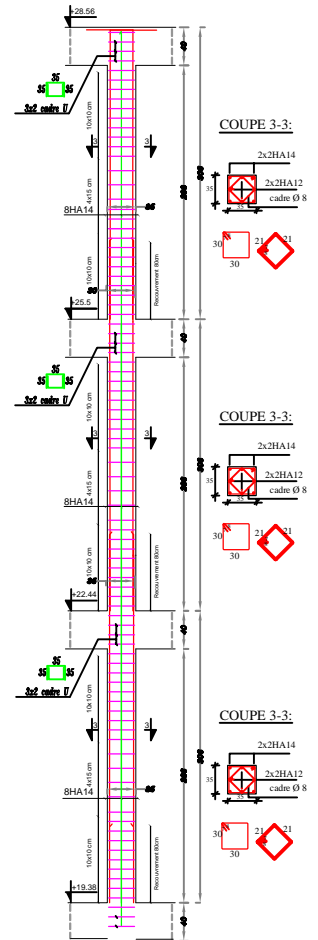
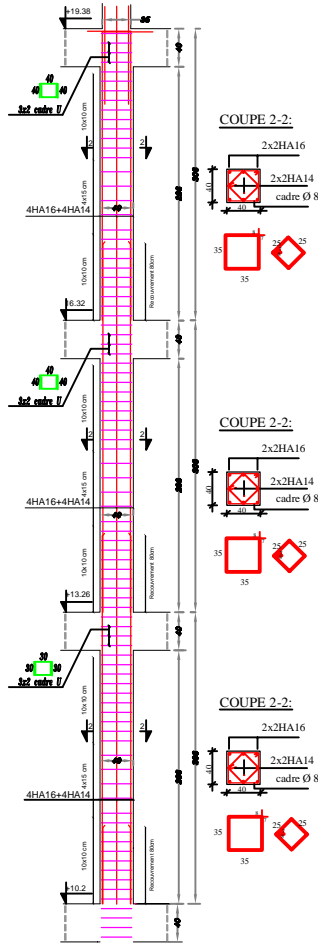
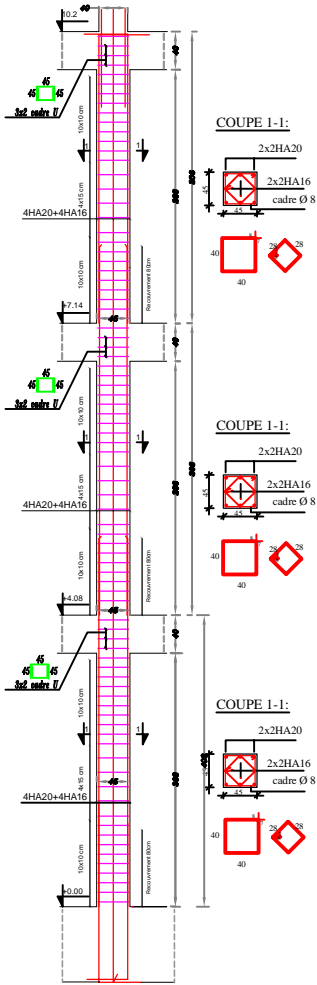
COFFRAGE FONDATIONS NIV+0.00 RADIER GENERAL Ech:1/50

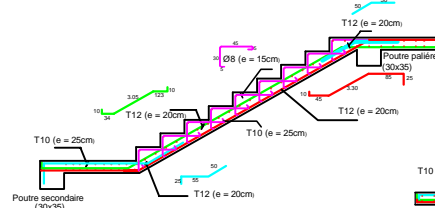
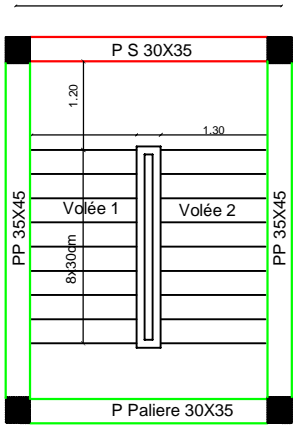


plan de RDC +4.08ECHELLE 1/50

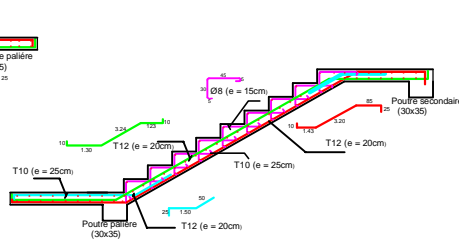


COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08 ECH: 1/50

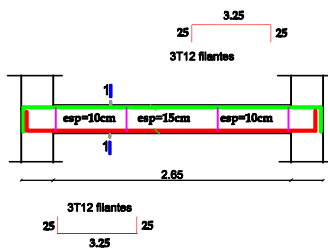
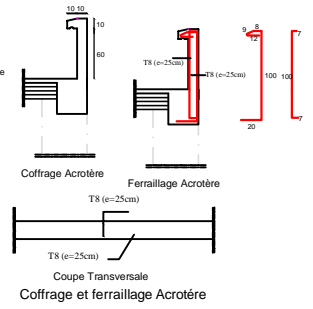




- Ferrailage de la volée 1

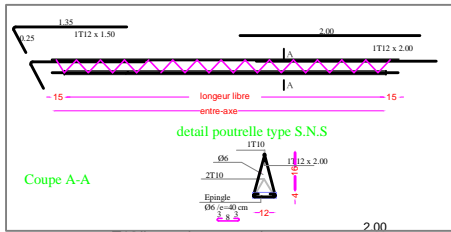
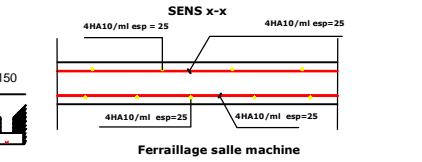
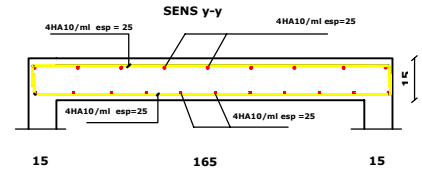
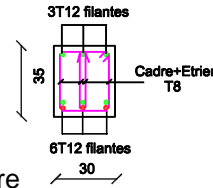


- Ferrailage de la volée 2

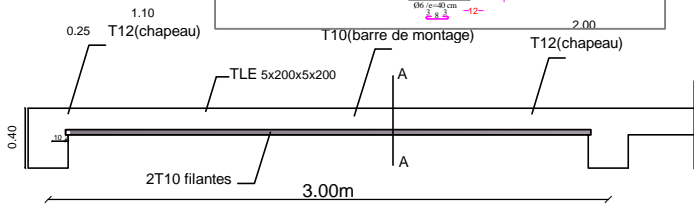


- Ferrailage de la poutre palier

Coupe 1-1



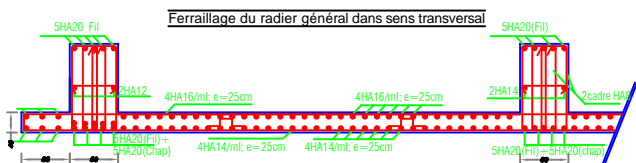
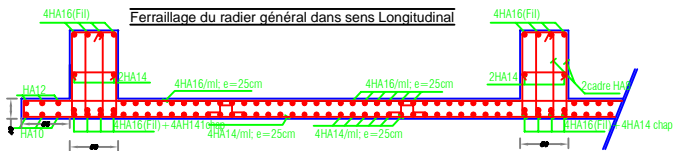
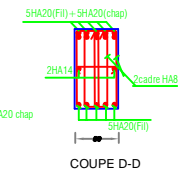
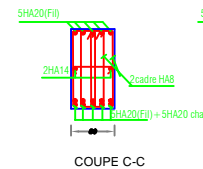
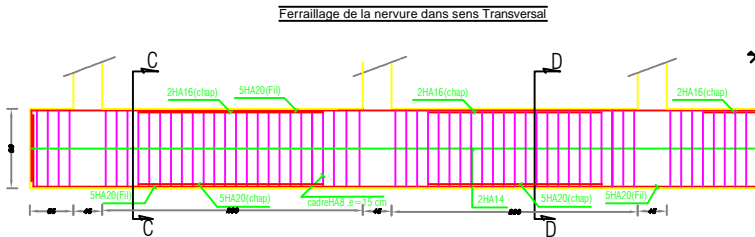
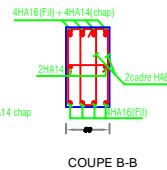
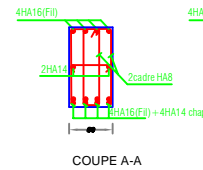
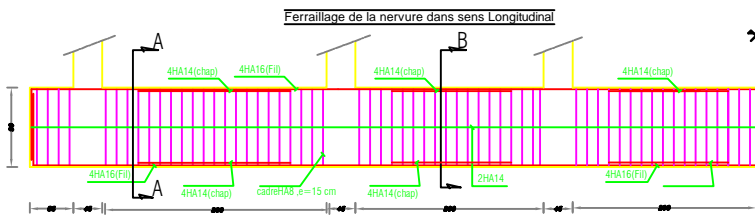
Coupe A-A



Ferrailage Plancher

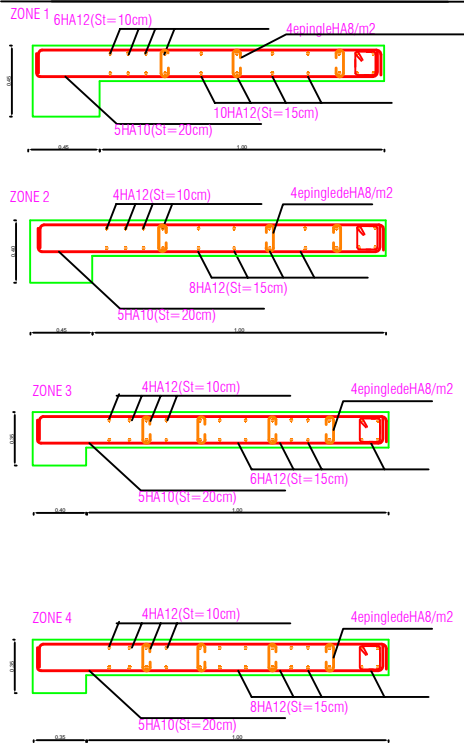
Hauteur des marches: 17 cm
Largeur des marches (giron): 30 cm

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUZ MAMMERI Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGÉ PAR: Dr. ABDELRAZAK	COFFRAGE et FERRAILAGE: ESCALIER PLANCHER et ACROTÈRE
RÉVISÉ PAR: ABDELRAZAK	

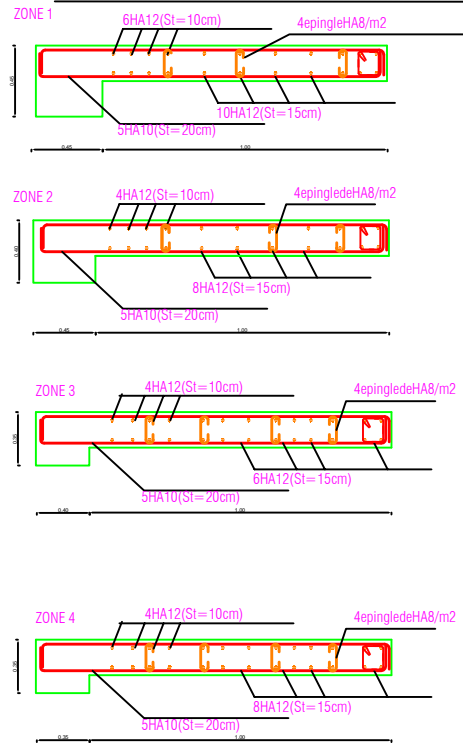


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGÉ PAR: Mr. BALLOUCHE	FERRAILAGE RADIER
RÉVISÉ PAR: ABDELRAHMAN YOUSSEF	

VOILE LONGITUDINAL (VL1)



VOILE TRANSVERSAL (VT1)



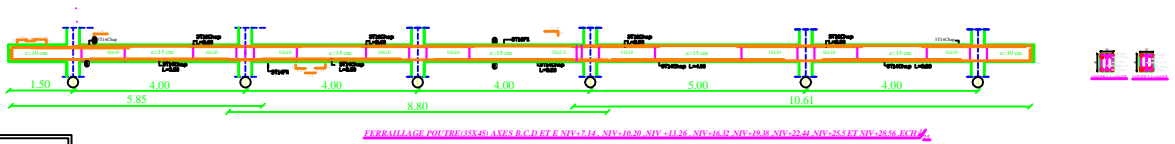
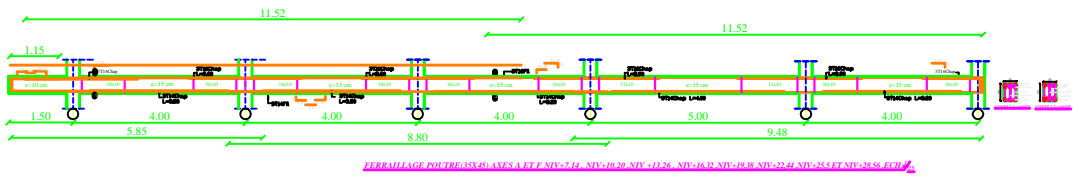
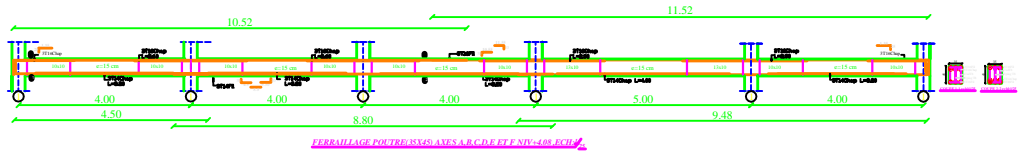
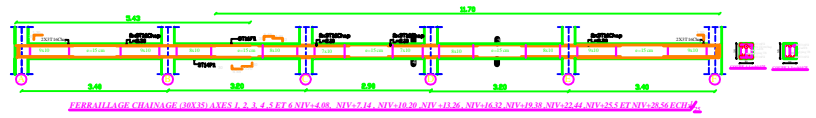
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :

Mr **DJALOUJI**

ETUDIÉ PAR: **LOUNAS YASMINA**

**FERRAILLAGE
 DES VOILES**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction	
DIRIGE PAR: Mr BAJADJOUZ	FERRAILLAGE DES POUTRES
REVISE PAR: ABOUHAY YAMINA	