

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master professionnelle en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+7+S/SOL) à usage d'habitation et commercial en contreventement mixte avec l'application ETABS.



Etudié par: Mr NAIT DJOUDI LYAZID

M^{elle} HADJEBAR FAIZA

Dirigé par : M^r ILLOULI

Année 2014-2015

Remerciements

Au premier lieu, nous remercions ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr ILLOULI pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

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

Dédicace

Je dédie ce travail à :

- ♥ *Ma très chère mère ma source d'encouragement et de réussite ;
pour son aide et son soutien.*
- ♥ *Mon très cher père a qui je dois tout et auquel je ne rendrai
jamais assez.*
- ♥ *Mes chères frères.*
- ♥ *Mes chères sœurs.*
- ♥ *Toute la famille HADJEBAR.*
- ♥ *Tous mes amis(es) et tous ceux qui me sont chers.*
- ♥ *Mon binôme et sa famille.*
- ♥ *Toute la promotion 2014/2015.*

Faiza

Dédicace

Je dédie ce travail à :

♥ *Ma très chère mère ma source d'encouragement et de réussite ;
pour son aide et son soutien.*

♥ *Mon très cher père a qui je dois tout et auquel je ne rendrai
jamais assez.*

♥ *Mes chères frères.*

♥ *Mes chères sœurs.*

♥ *Toute la famille NAIT'DJOUDI*

♥ *Tous mes amis(es) et tous ceux qui me sont chers.*

♥ *Ma binôme et sa famille.*

♥ *Toute la promotion 2014/2015.*

lyazid

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	15
Chapitre III : Calcul des éléments	27
➤ III -1-Acrotère	33
➤ III -2-Plancher	53
➤ III -3- Salle machine	54
➤ III -4-Balcon.....	61
➤ III -5-Escaliers	66
➤ III -6-Poutre palière.....	79
➤ III -7-Porte à faux.....	88
 Chapitre IV : Modélisation avec le logiciel ETABS	92
Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA	109
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	121
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	131
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	149
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	165
Chapitre X : Etude du mur plaque	186

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

Introduction générale

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

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion a fin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

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

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

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maitrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+7+S/S) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99/VERSION 2003,et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier

Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (Planchers, escaliers...).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au Ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception et une meilleure réalisation.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'un bâtiment en (R+7+S-Sol) à usage multiple et à ossature mixte (voile et poteaux).

Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou vers la région de Mekla, classée par le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne sismicité (ZoneIIa), ce même règlement classe cet ouvrage en groupe 2.

Cet ouvrage est composé :

- Unsous-sol à usage commercial ;
- Un rez-de-chaussée à usage commercial ;
- Sept étages courants à usage d'habitation ;
- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;
- Une terrasse inaccessible.

La contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Longueur totale	26.70 m
Largeur totale	17.80 m
Hauteur totale y compris l'acrotère.....	25.76 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur du RDC.....	3.74 m
Hauteur dusous-sol.....	4.80 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

I.1.2. Différents éléments de l'ouvrage :

• Ossature :

L'immeuble est à ossature mixte (voiles et portiques). Leurs disposition se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

1- Voiles :

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

2- Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

- **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers:

1-Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

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

2- Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

- **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

1-Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 15cm d'épaisseur à l'extérieur et de 10cm d'épaisseur à l'intérieur avec une lame d'air de 5cm.

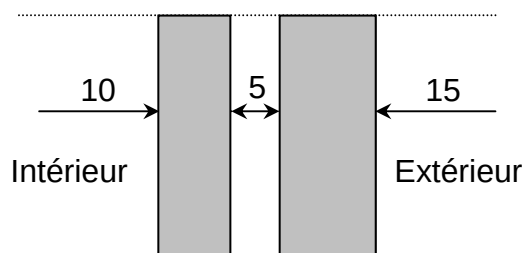


Fig I.1: Schéma descriptif du mur extérieur

2-Les murs intérieurs : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Escaliers :**

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

- Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à deux volées avec un palier intermédiaire pour les différents niveaux.

- **Cage d'ascenseur :**

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

- **Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

I .2. Règlements utilisés :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91 modifié 99, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 version 2003 et dans le DTR-BC2.2.

I .2.1. Principes des justifications : (Art1.2BAEL91/ 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 de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.3. Les différents états limites :**a. États limites ultimes (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

b. États limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

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

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.4.1. Le béton :

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA 325. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

I.4.1.1. Comportement expérimentale :

- **Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes

normalisées appelées 16×32, de forme cylindrique de hauteur de 32cm et de diamètre de 16cm (aire :200cm²)

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

- Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 32164.2 \text{ MPa}$
- La contrainte maximale $\sigma_{\max} = 20 \text{ à } 40 \text{ MPa}$
- La déformation maximale à la rupture $\varepsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$
- **Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$$R_t \approx R_c / 10.$$

- **Fluage de béton :**

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

- **Phénomène de retrait :**

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

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

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

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

- **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

I.4.1.2. Modélisation – calculs réglementaires :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur ($\varnothing=16\text{cm}$, $h=32\text{cm}$).

Nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91modifié99})$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

Elle est définie, conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99}) :$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites :**

- **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.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 & \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & \dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

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

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

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

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation :**

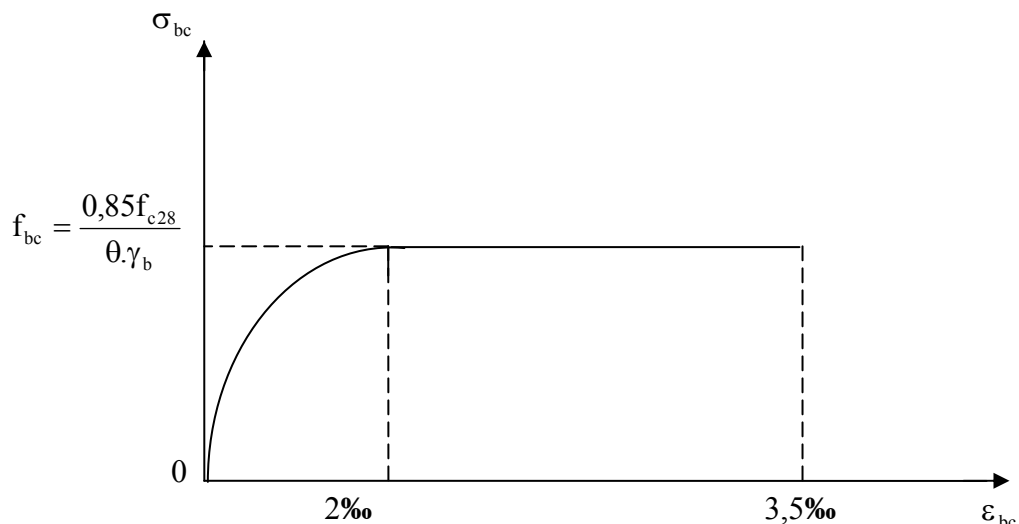


Fig I.2: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰(état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f}{\theta \gamma_b} = f_{bc}.$

ELS (Etat Limite de Service) : c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

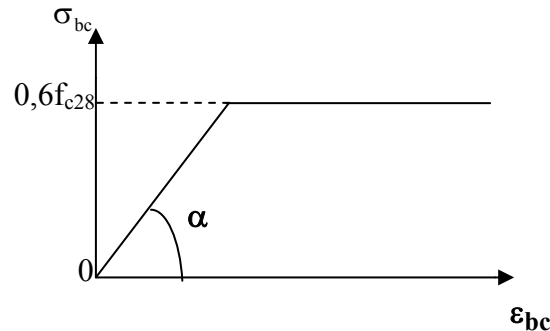
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Art A.4.5.2, BEL91 modifié99})$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

à $j = 28$ jour :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation :**



FigI.3: Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

• **Module d'élasticité :**

- **Module de déformation longitudinale :**

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

- **Instantanée :** $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21BAEL91).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieure à 24heures.

- **Différée :** $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22BAEL91).

Pour les charges de longue durée d'application.

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Module de déformation transversale :**

D'après la règle (Art A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ [MPa]}$$

Avec :

E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

ν : Coefficient de Poisson ;

$\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

- **Contraintes tangentes conventionnelles :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d \text{ (Art 5.1.1)}$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :

- Si les armatures sont droites :

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} \text{ pour FPP}$$

$$\tau_u \leq \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\} \text{ pour FP et FTP}$$

- Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq \text{Min} \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

(Art 5.1.2)

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

- **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.

- 2500daN/m³ s'il est armé.

I.4.2.Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal

I.4.2.1.Types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. Les aciers doux : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 Mpa. Ce sont les ronds lisses.
2. Les aciers durs, type I : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
3. Les aciers durs, type II : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I
4. Les aciers fortement écrouis : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

f_e : Limite d'élasticité garantie

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

E_s : Module de déformation longitudinale

Φ : Diamètre de l'armature.

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%

Treillis soudés	TS
Nuance FeE	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	520
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550
Allongement de rupture	8%

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
ψ_s	1	1 ,5	
η	1	1,6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
ψ_s	1	1 ,5	1,5
η	1	1,3	1,6

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400)..... $f_e = 400$ MPa
- Treillis soudés (TL520)..... $f_e = 520$ MPa pour $\phi \leq 6\text{mm}$

f_e : limite d'élasticité.

(Art A.2.2, BAEL 91modifié99)

I.4.2.2. Module de déformation longitudinale:

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

(Art A.2.2.1, BAEL91modifié99)

I.4.2.3. Coefficient de poisson :

$$\nu = 0.3$$

I.4.2.4. Contrainte limite:**➤ Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ Avec: (Art A.4.3.2, BAEL91 modifié 99)}$$

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ pour les HA.

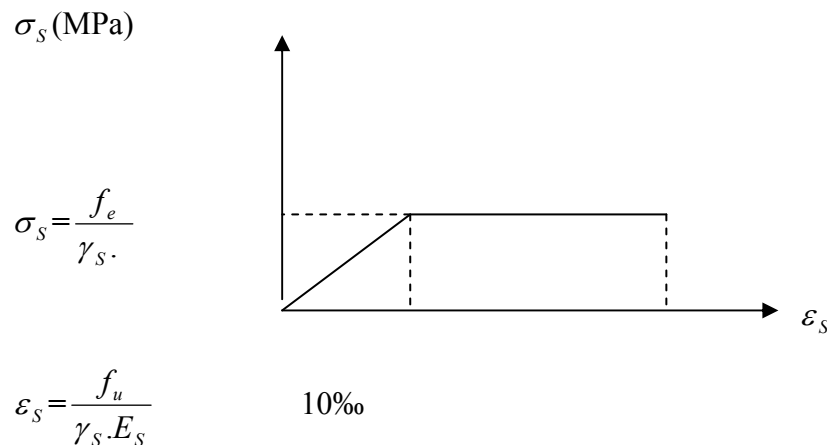


Fig I.4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

➤ Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

a) Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99})$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour les HA}$$

b) Fissuration préjudiciable : les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33, BAEL91 modifié 99})$$

c) Fissuration très préjudiciable : dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A. 4.5.34, BAEL91 modifié 99})$$

$$\eta : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \eta = 1,0 & \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 & \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\overline{\sigma_s} = 165 \text{ MPa}$ pour les HA
- $\overline{\sigma_s} = 130 \text{ MPa}$ pour les RL

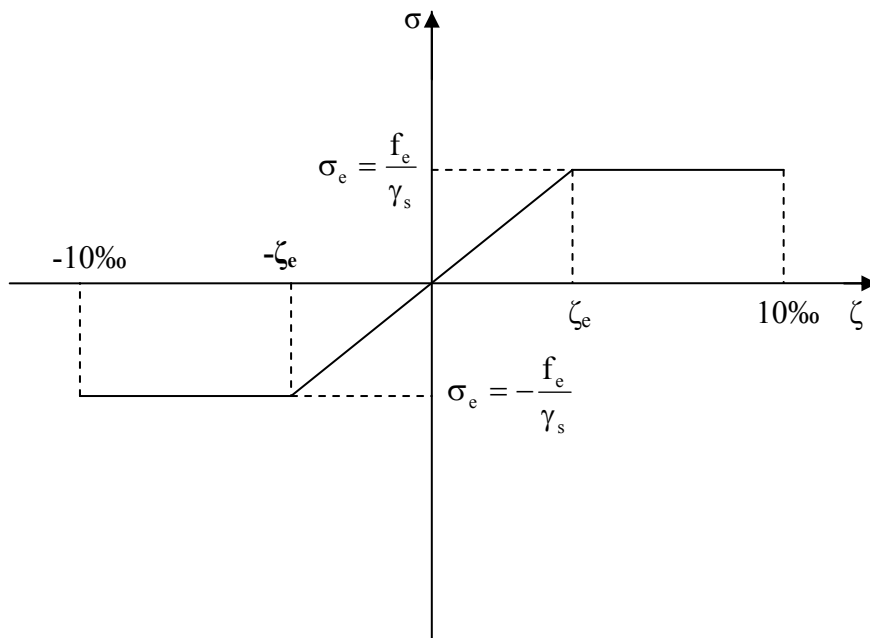


Fig.I.5: Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier à L'E.L.S

I .4.2.5. Protection des armatures : (.Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

➤ **Diametre maximal des aciers:**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_l \leq h / 10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction.

Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par RPA 99 version 2003.

II.1. Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

❖ Plancher à corps creux :

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad [\text{II-01}]$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré. (Sens des poutrelles)

Ce plancher est constitué d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{355}{22,5} = 15,77 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$

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

- l'épaisseur de corps creux : 16 cm

- l'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

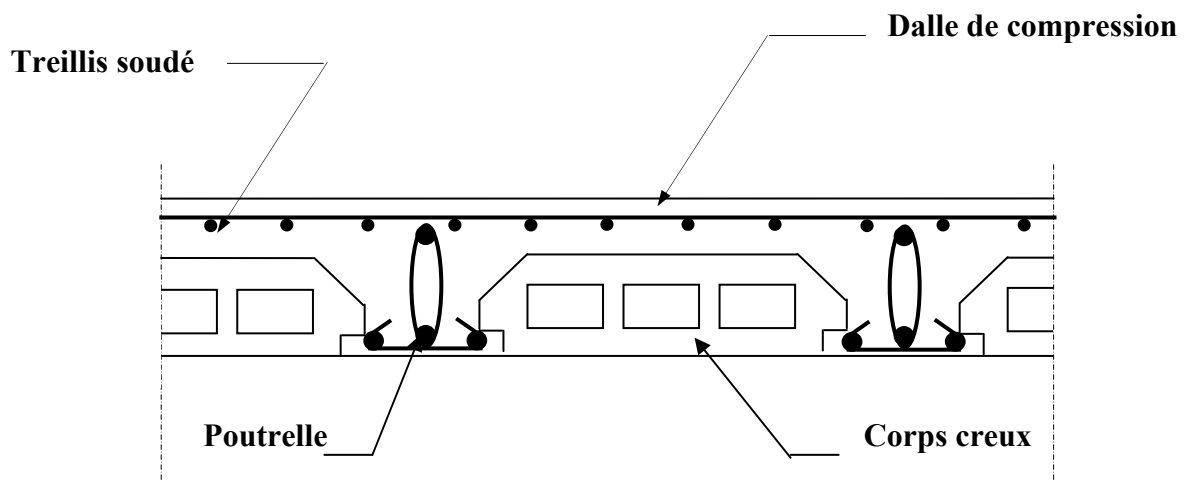
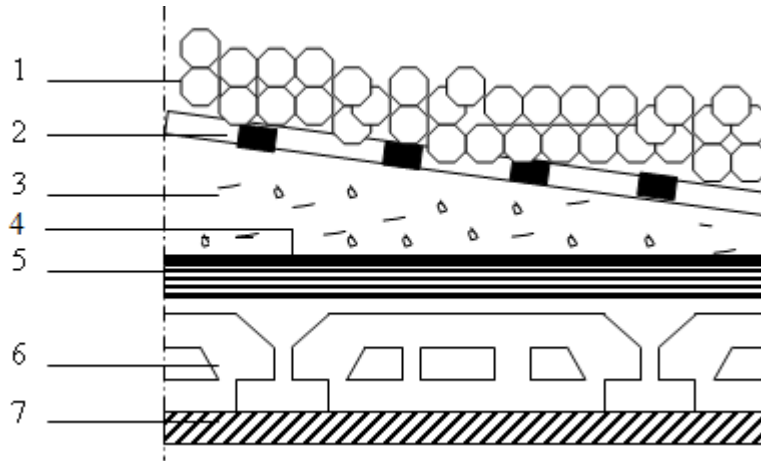


Fig II.1 : Schématisation du plancher en corps creux (16+4)

II .1.1.Détermination des charges et surcharges :

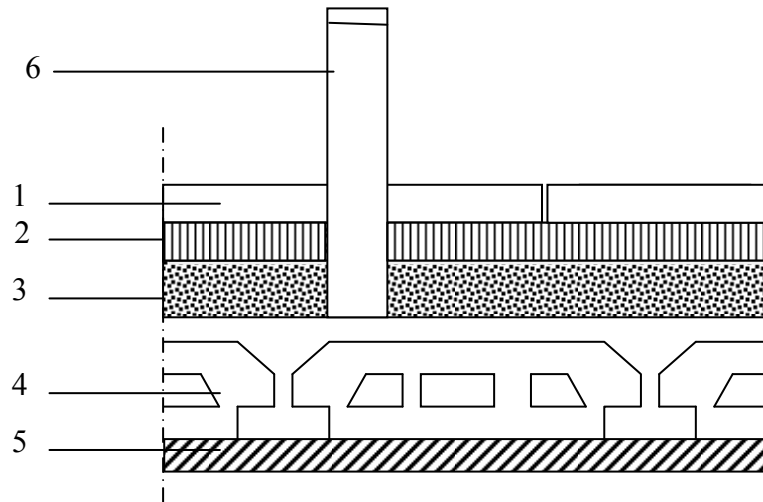
-Charges permanentes :

-Plancher terrasse inaccessible :



FigII.2 : Coupe verticale du plancher terrasse

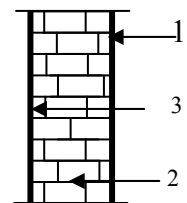
N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit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

-Plancher courant :**FigII.3: Coupe verticale du plancher courant**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_t				5.56

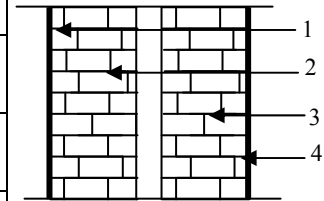
-Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				1.30



-Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.9
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
G total			2.36

**II .2.Poutres :**

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
2. Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
3. Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
4. $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

Avec : h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b_1 : largeur de poteau ;

- Les formules de pré dimensionnement des poutres (BAEL)

Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre .

$L_{\max}$: portée maximale considérée entre nus d'appuis

Largeur de la poutre: $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

A-Poutres principales :

Dans notre cas $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq h_t \leq 37.5 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales :

Soit $h_t = 35$ cm

Donc : $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$ $14 \leq b \leq 24.5$ (cm)

Soit $b=30$ cm

La section adoptée pour les poutres principales est donc : **(30 x 35) cm²**

B- Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

Avec $L_{\max} = 380 - 25 = 355$ cm

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \implies 23.66 \leq h_t \leq 35.5 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 35$ cm

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 24.5 \text{ (cm)}$$

Soit $b = 30$ cm

La section adoptée pour les poutres secondaires est donc : **(30 x 35) cm²**

Vérification des conditions :

Pour les poutres principales :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t / b = 1,16 \leq 4$ vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t / b = 1.16 \leq 4$ vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 35 (cm²).

Poutres secondaires : 30 x 35 (cm²).

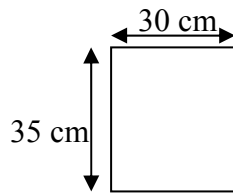
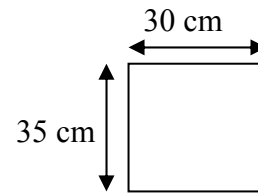


Fig II.4 : Poutre principale



FigII-5 : poutre secondaire

II .3.Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s=G+Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante : $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$,

A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau, (N_s sera déterminé à partir de la descente de charge.)

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en MPa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

II .3.1.Descente de charge :

II .3.1.1.Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.625 \times 1.875) + (1.775 \times 1.875) + (1.625 \times 1.625) + (1.775 \times 1.625)$$

$$S = 11.90 \text{ m}^2$$

Surface total sous charge d'exploitation :

$$S = 3.75 \times 3.65 = 13.64 \text{ m}^2$$

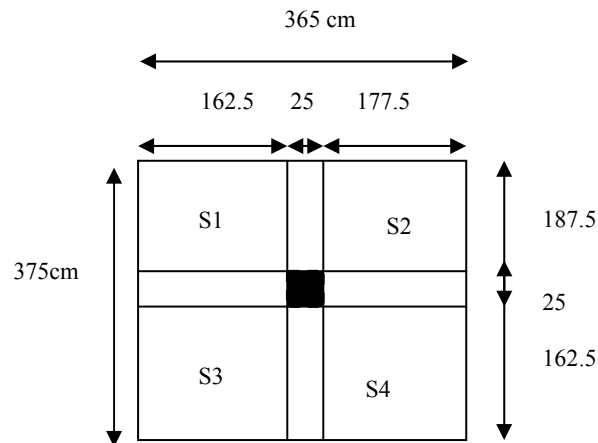


Fig. II.6: Surface d'influence

-Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher commercial	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II .3.1.2. Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse

$$G_t = 11.9 \times 5.83 = 69.37 \text{ kN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = 11.9 \times 5.56 = 66.16 \text{ kN.}$$

- Poutres

➤ **Poutres porteuses**

$$\text{➤ } G_{pp} = (0.3 \times 0.35 \times 3.75)25 = 9.84 \text{ KN.}$$

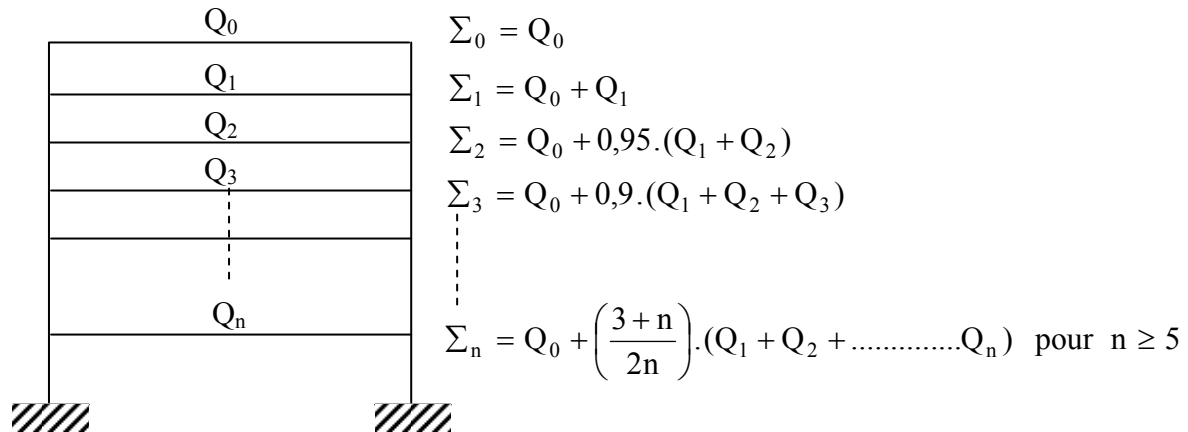
➤ **Poutres secondaires**

$$\text{➤ } G_{pc} = (0.3 \times 0.35 \times 3.55)25 = 9.32 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} = 19.16 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse accessible : $Q_0 = 1 \times 13.68 = 13.68 \text{ KN}$
- Plancher à usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 13.68 = 20.52 \text{ KN}$
- Plancher à usage commercial : $Q_{RDC} = Q_{S/SOL} = 2.5 \times 13.68 = 34.2 \text{ KN}$

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage**Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66	0,65

Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 13.68 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 13.68 + 20.52 = 34.2 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = 13.68 + 0.95 \times (20.52 \times 2) = 52.66 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 13.68 + 0.90 \times (20.52 \times 3) = 69.08 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = 13.68 + 0.85 \times (20.52 \times 4) = 83.44 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = 13.68 + 0.80 \times (20.52 \times 5) = 95.76 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = 13.68 + 0.75 \times (20.52 \times 6) = 106.02 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = 13.68 + 0.714 \times [(20.52 \times 6) + 34.2] = 126 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = 13.68 + 0.687 \times [(20.52 \times 6) + (34.2 \times 2)] = 145.25 \text{ KN.}$$

II .3.1.3.Dimensionnement des poteaux :

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section du poteau[cm²]		
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	G_{cumule}	Q_i	Q_c		$S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$	$S = \frac{1.3N}{\sigma_{bc}}$	S (cm²)
7	69.37	19.15	00	88.52	88.52	13.68	13.68	102.2	68.13	88.56	30x30
6	66.16	19.15	6.88	92.19	180.71	20.52	34.2	214.91	143.27	186.25	30x30
5	66.16	19.15	6.88	92.19	272.9	20.52	54.72	327.62	218.41	283.93	35x35
4	66.16	19.15	9.37	94.68	367.58	20.52	75.24	442.82	295.21	383.77	35x35
3	66.16	19.15	9.37	94.68	462.26	20.52	95.76	558.02	372.01	483.61	35x35
2	66.16	19.15	9.37	94.68	556.94	20.52	116.28	673.22	448.81	583.45	40x40
1	66.16	19.15	12.24	97.55	654.49	20.52	136.8	791.29	527.52	685.77	40x40
RDC	66.16	19.15	14.96	100.27	754.76	34.2	171	925.76	617.17	802.32	45x45
s/sol	66.16	19.15	24.3	109.61	863.81	34.2	205.2	1069.01	712.67	926.47	50x50

II.3.2. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 18$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
50x50	$\text{Min } (b, h) \geq 25$	$\text{Min } (b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 24$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Les sections choisies sont :

Pour le sous/sol (50x50)cm².....vérifiée.

Pour le RDC (45x45)cm².....vérifiée.

Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage (40x40)cm².....vérifiée.

Pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage (35x35)cm².....vérifiée.

Pour le 6^{ème}, 7^{ème} étage (30x30)cm².....vérifiée.

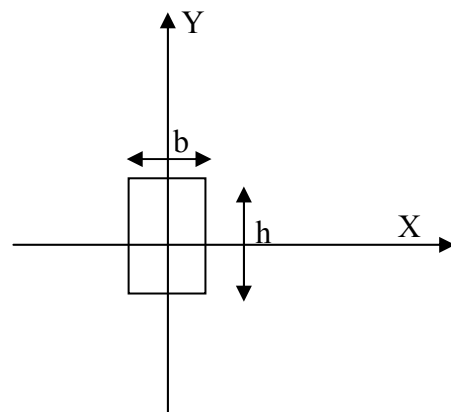
II.3.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux

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

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;



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

L₀ : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b x h) ;

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

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

- ◆ poteaux (30x30) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$.
- ◆ poteaux (35x35) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 21.20 < 50$.
- ◆ poteaux (40x40) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 18.55 < 50$.
- ◆ poteaux (45x45) : $L_0 = 3.74 \Rightarrow \lambda = 20.15 < 50$.
- ◆ poteaux (50x50) : $L_0 = 4.8 \Rightarrow \lambda = 23.28 < 50$.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

II .4. Les voiles :

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

L'épaisseur :

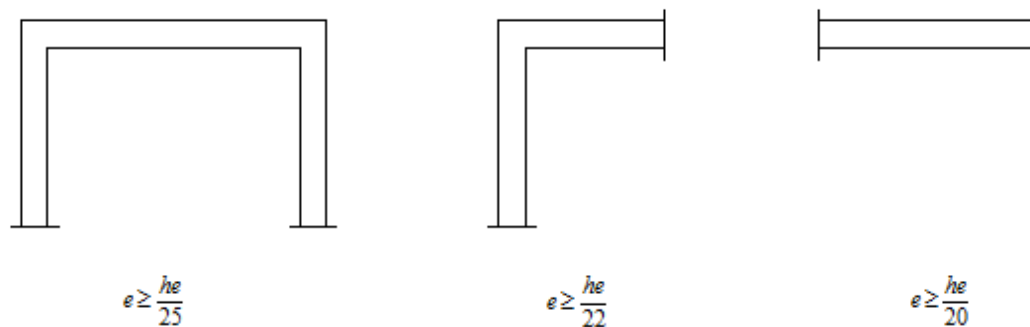


Fig II.7 : coupe des voiles en plan

Dans notre cas :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm donc : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3$ cm

Pour le RDC : $h_e = 374 - 20 = 354$ cm donc : $e \geq \frac{354}{20} = 17.7$ cm

Pour le sous-sol : $h_e = 480 - 20 = 460$ cm donc : $e \geq \frac{460}{20} = 23$ cm

Enfin on adopte une épaisseur de 25 cm pour tous les voiles.

✓ Largeur minimale du voile :

La largeur minimale l_{min} du voile devra satisfaire la condition $l_{min} \geq 4e$.

$4e = 100$ cm soit $l_{min} = 100$ cm $\geq 4e$.

La structure est implantée à TIZI OUZOU, zone 2a, l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 modifié en 2003 est de 15 cm

$e = 25$ cm ≥ 15 cm $\implies$ condition vérifiée

Conclusion : l'épaisseur adoptée pour les voiles est 25 cm.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.....

III.1.1.Calcul de l'acrotère :

L'acrotère, est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

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

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

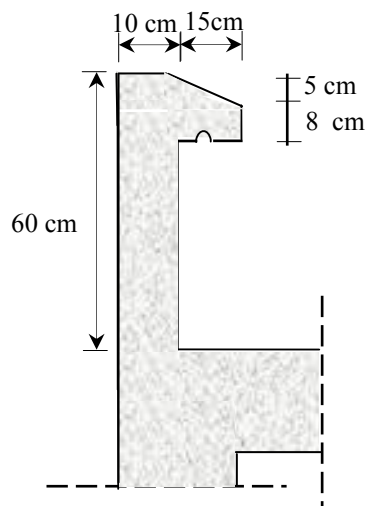
III.1.2.Dimensionnement de l'acrotère :

Fig .III.1.1: Coupe verticale de l'acrotère

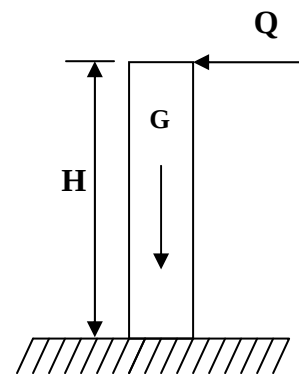


Fig .III.1.2:Schéma statique

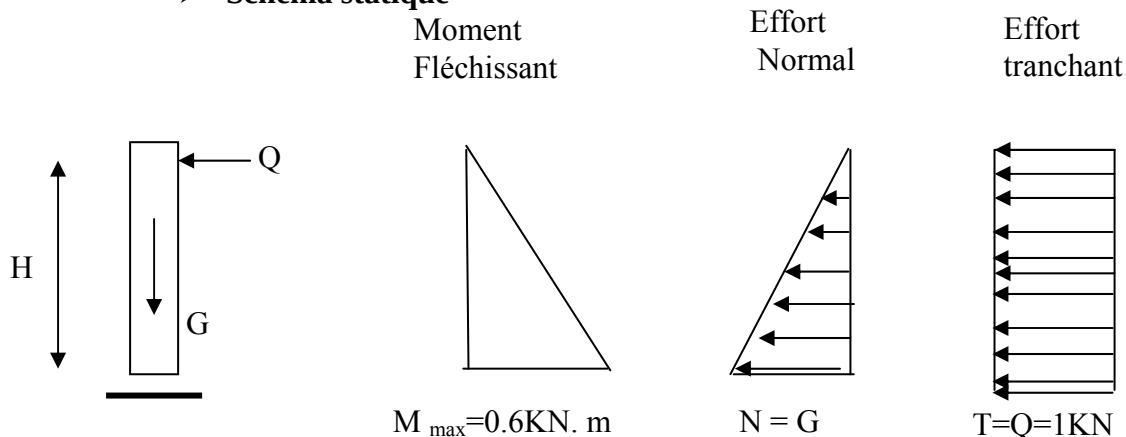
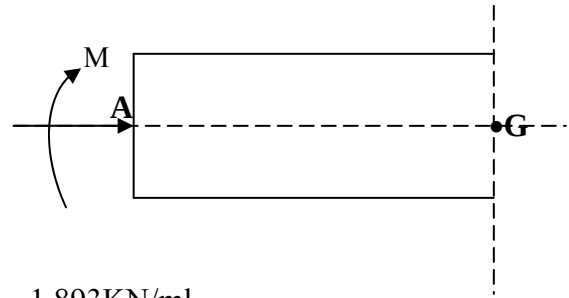
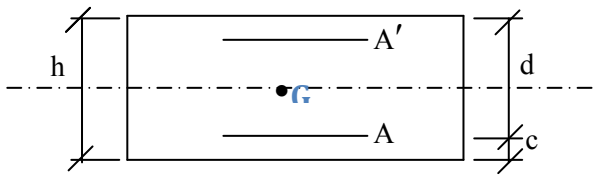
➤ Schéma statique

Fig. III.1.3:Diagrammes des efforts internes

III.1.3. Détermination des sollicitations :

$$G = 25[(0.6 \times 0.10) + (0.15 \times 0.08) + (0.05 \times 0.15)/2] = 1.893 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.893 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.893 \text{ KN}$

Effort tranchant : $V_u = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \times 1 = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = V_u \times H = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.60 \text{ KN m}$

III.1.4. Combinaison des charges :**A l'ELU:**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.893 = 2.555 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

A l'ELS:

$$N_s = 1.893 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KNm}$$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère:

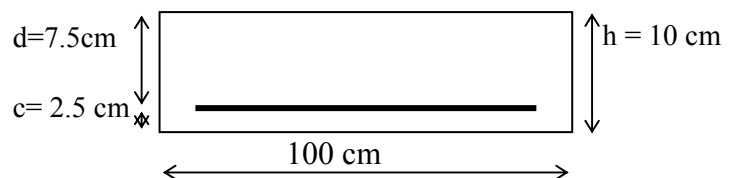
Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2.5cm

$d = h - c$: Hauteur utile



M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:**➤ Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.555} = 35.21 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

b) Calcul en flexion simple:**➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u(e_u + 0.5h - c) = 2.555(35.21 + 10/2 - 2,5) = 96,35 \text{ KN.cm} = 0.96 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.963 \times 10^5}{100 \times (7,5)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,012 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

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

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

➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,96 \times 10^5}{0,994 \times 7,5 \times 348 \times 10^2} = 0.37 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.392 - \frac{2.555 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.296 \text{ cm}^2$$

III.1.6. Vérification à l'ELU:**a) Vérification au cisaillement :**

La fissuration étant préjudiciable on a :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{2,5,4\} = 2,5MPa$$

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

τ_u : la contrainte tangentielle du béton.

d : hauteur utile.

B : largeur de la section.

$$V_u = 1,5Q = 1,5kN$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 7,5} = 0,2MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

Conclusion : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\text{On a : } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\Psi_s = 1,5 (\text{Acier haute adhérence})$$

$$\tau_{seu} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \Sigma u_i} \text{ avec } \Sigma u_i : \text{somme des périmètres utiles de barres}$$

$$\Sigma u_i = \pi \times 0,8 \times 4 = 10,04cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 75 \times 100,48} = 0,221MPa$$

$$\text{Donc } \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{(condition est vérifiée).}$$

c) Calcul de la longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit se calcule en utilisant la formule suivante : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\overline{\tau_s}}$

On a :

$$\overline{\tau_s} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835MPa \quad \text{avec } \psi = 1,5 \text{ pour HA (coef de scellement)}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21cm$$

Le BAEL permet pour le scellement : $L_{s \max} = 40\phi$ pour HA fe 400

$$L_{s \max} = 40 \times 8 = 32 \text{ cm}$$

Donc on prend $L_s = 30 \text{ cm}$

III.1.7. Vérification à l'ELS:

a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{es - 0,455d}{es - 0,185d} \right) = 0,23 \times 100 \times 7,5 \times \frac{2,1}{400} \left(\frac{32 - 0,455 \times 7,5}{32 - 0,185 \times 7,5} \right) = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.893} = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

La condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Soit: $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

b) L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \right\} = \{266.67, 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $n = 1.6$ pour HA $\implies \phi > 6 \text{ mm}$

1-Pour l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7.5} = 0.268 \Rightarrow \beta_1 = 0.918 \quad \alpha_1 = 0.246 \quad K_1 = 45.98$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{45.98} = 0.0217$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.918 \times 75 \times 201} = 43.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43.35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée}).$$

2- Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0217 \times 43.35 = 0.940 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées, donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme :

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

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

A : coefficient de zone.

Zone II a, groupe d'usage 2, donc A=0.15

Cp : Facteur de la force horizontale, pour les éléments secondaires Cp=0.8

Wp : poids de l'acrotère = 1.893 KN/ml.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.893 = 0.908 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ "vérifiée"

Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

- Armatures principales $A = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition $A_r = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.2. Calcul des planchers :**III.2. Plancher en corps creux :**

La structure comporte des planchers en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité.

III.2. 1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l_s}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } l_s : \text{la portée entre axe des poutrelles.}$$

$$\text{soit } 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } s_t = 15 \text{ cm}$$

B) Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_r}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } s_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression a un treillis soudé nuance TS520 et de dimension (6x6x150x150) mm².

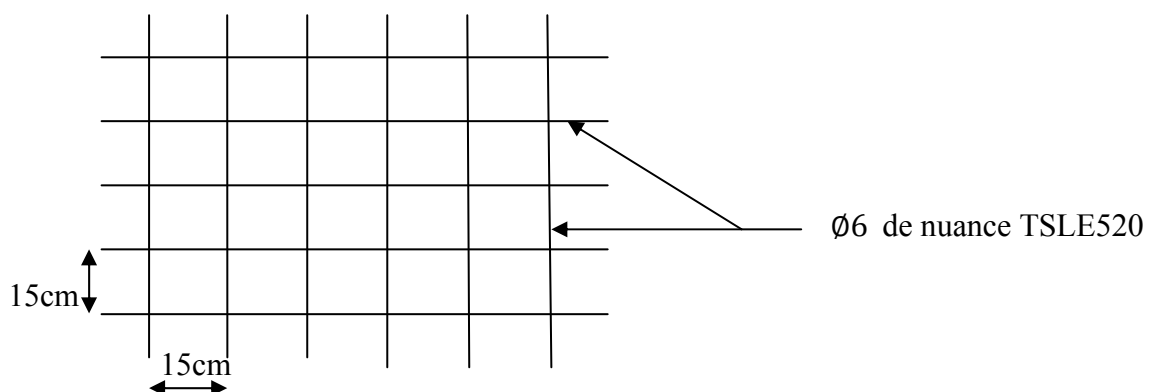


Fig III.2.1:treillis soudé de (15x15) cm²

III.2.2. Etude des poutrelles :**1. Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

b- Critère de la continuité :

si les deux sens ont les mêmes portées, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens qui a le plus grand nombre d'appuis.

2- Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section $h = 16 + 4 = 20\text{cm}$

L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 = 4\text{cm}$

L'enrobage..... $c = 2\text{cm}$

La hauteur utile..... $d = 18\text{cm}$

b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

les règles du BAEL précisent que la largeur de la table de compression (b_1) à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

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

$$L_1 = 380\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{380}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 38.0, 32)$$

$$b_1 = 26.5\text{cm}$$

b : largeur de la table de compression

$$b : 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

$$b = 65\text{cm}$$

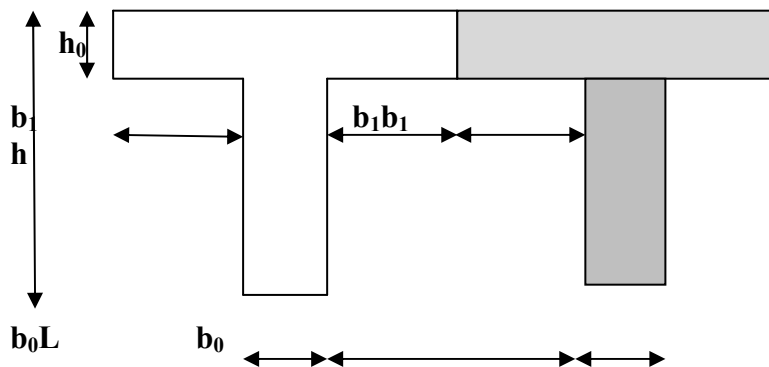


Fig III.2.2 : schéma d'une section en T

III.2.3.Calcul de la poutrelle :

a) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle $G = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$G = 0,74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

➤ La combinaison des charges :

• A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$= (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

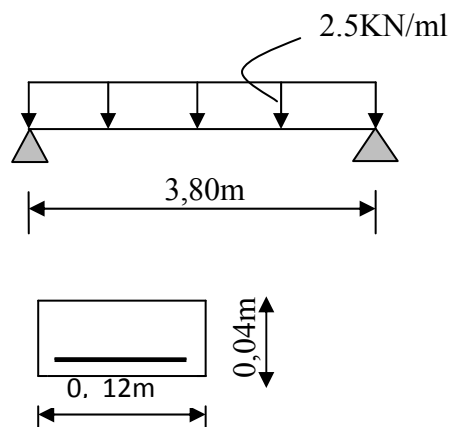


Fig III.2.3 : schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul du moment isostatique :**

Le moment en travée:

$$M_t = \frac{Q_u l^2}{8} = \left(\frac{2.5 \times (3.80)^2}{8} \right) = 4.51 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \left(\frac{2.5 \times 3.80}{2} \right) = 4.75 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle :**

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ avec $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$$\mu = \left(\frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \right) = \frac{(4.51 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14.2)} = 6.61 > 0.392 \quad (\text{S.D.A})$$

La section est doublement armée (S.D.A).

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression.

b) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

Pois du plancher : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.50 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges :**

• **A L'E.L.U :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 3.614) + (1.5 \times 1.625) = 7.316 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7.31 \text{ KN/ml}$$

• **A L'E.L.S:**

$$Q_s = G + Q$$

$$= 3.614 + 1.625 = 5.239 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5.239 \text{ KN/ml}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

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

1- $Q_B \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

On a: $Q_B = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,56 \text{ KN/m}^2$
 $Q_B = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$ **(condition vérifiée).**

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

$I_i = I_{i+1}$ **(condition vérifiée).**

3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(condition vérifiée).**

4- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

On a $\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{330}{325} = 1.015 \Rightarrow 0.8 < 1.015 < 1.25$ **(condition vérifiée)**

$\frac{350}{330} = 1.060 \Rightarrow 0.8 < 1.060 < 1.25$ **(condition vérifiée)**

$\frac{380}{350} = 1.085 \Rightarrow 0.8 < 1.085 < 1.25$ **(condition vérifiée)**

$\frac{350}{380} = 0.921 \Rightarrow 0.8 < 0.921 < 1.25$ **(condition vérifiée)**

$\frac{330}{350} = 0.942 \Rightarrow 0.8 < 0.942 < 1.25$ **(condition vérifiée)**

$\frac{325}{330} = 0.984 \Rightarrow 0.8 < 0.984 < 1.25$ **(condition vérifiée)**

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

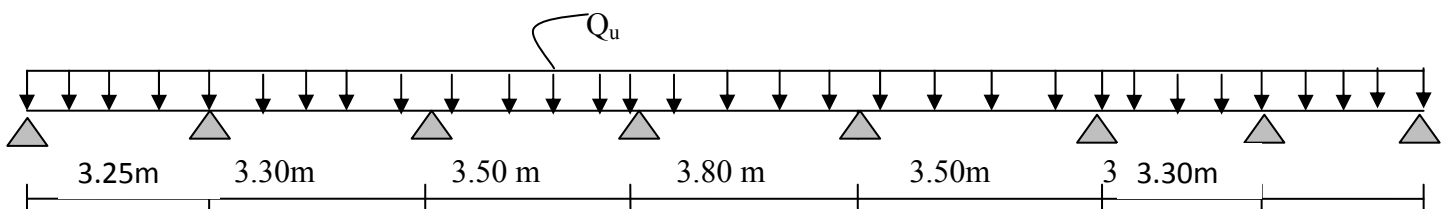


Fig III.2.4: schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

b- Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

$$1)- M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2)- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow \text{travée de rive.}$$

3)- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

$0,6 M_0$ Pour une poutre à deux travées.

$0,5 M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4 M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Pour notre cas :

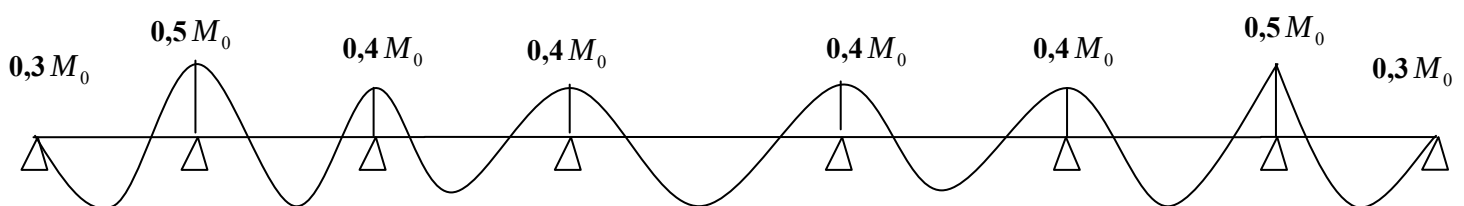


Fig III.2.5 Diagramme des moments

Avec :

M_t : moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

M_e : moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

c- Application de la méthode :

A L'ELU :

Le moment max isostatique est donc sera calculé dans la travée indépendante qui à une grande portée, sa valeur à l'état limite ultime (ELU) est :

$$Q_u = 1,35 \times 3.614 + 1,5 \times 1,625 = 7.316 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7.316 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7,316 \times (3,8)^2}{8} = \mathbf{13.20 \text{ KN m}}$$

α : rapport des charges d'exploitations (**Q**) à la somme des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitations (**Q**).

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

$$\alpha = \frac{2.5}{5.56 + 2.5} \Rightarrow \alpha = 0,310$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$
0.310	1.093	0,546	0,646

❖ Calcul des moments en travées :

• Travée de rive : [AB]-[GH]

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,646 M_0 \\ M_t \geq \max\{1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \end{cases} \Rightarrow M_t = 0.693M_0$$

On prend $M_t = 0,7M_0$

- Travée intermédiaire :[BC]-[FG]

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,546 M_0 \\ M_t \geq \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \end{cases} \Rightarrow M_t = 0,643M_0$$

On prend $M_t = 0,65M_0$

- Travée intermédiaire :[CD]-[DE]-[EF]

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,546 M_0 \\ M_t \geq \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{0,4M_0 + 0,4M_0}{2} \end{cases} \Rightarrow M_t = 0,693M_0$$

On prend $M_t = 0,7M_0$

On a : $M_0 = 13,20 \text{ KN.m}$

D'où :

- Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{t[AB]} = M_{t[GH]} = 0,7 M_0 = 0,7 \times 13,2 = 9,24 \text{ KNm} \\ M_{t[BC]} = M_{t[FG]} = 0,65 M_0 = 0,65 \times 13,2 = 8,58 \text{ KNm} \\ M_{t[CD]} = M_{t[DE]} = M_{t[EF]} = 0,7 M_0 = 0,7 \times 13,2 = 9,24 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Moment sur appuis:

$$\begin{cases} M_A = M_H = 0,3M_0 = 0,3 \times 13,2 = 3,96 \text{ KN m} \\ M_B = M_G = 0,5M_0 = 0,5 \times 13,2 = 6,6 \text{ KN m} \\ M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_0 = 0,4 \times 13,2 = 5,28 \text{ KN m} \end{cases}$$

- **Efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

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

M_i & M_{i+1} : moments aux appuis i et $(i+1)$, à prendre avec leur signe.

$$\theta(x) = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x \quad : \text{effort isostatique.}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

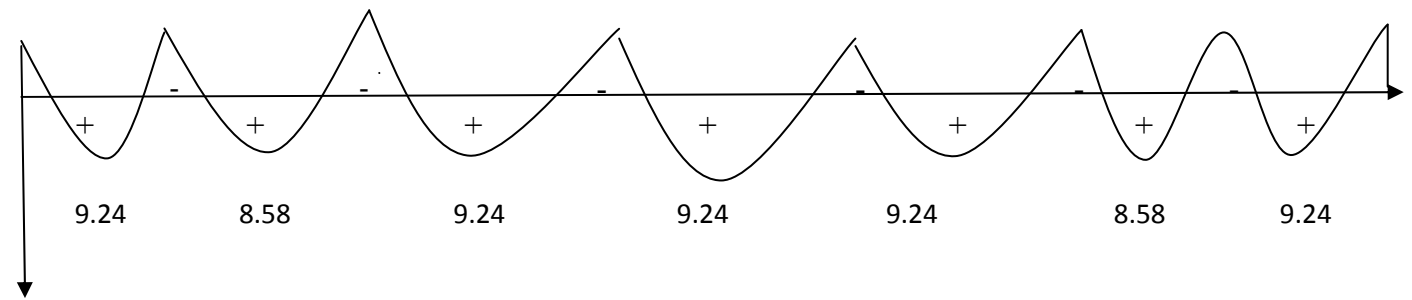
L'effort tranchant aux appuis i et $(i+1)$:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_i = T(x=0) = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ T_{i+1} = T(x=L) = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \end{array} \right.$$

Tableau tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Travées	[AB[	[BC]	[CD]	[DE]	[EF]	[FG]	[GH]
M_w (KN m)	3,96	6.6	5.28	5.28	5.28	5.28	6.6
M_e (KN m)	6.6	5.28	5.28	5.28	5.28	6.6	3.96
T_w (KN)	12.70	11.67	12.80	13.90	12.80	12.47	11.06
T_e (KN)	-11.06	-12.47	-12.80	-13.90	-12.80	-11.67	-12.70
M_t (KN m)	9.24	8.58	9.24	9.24	9.24	8.58	9.24

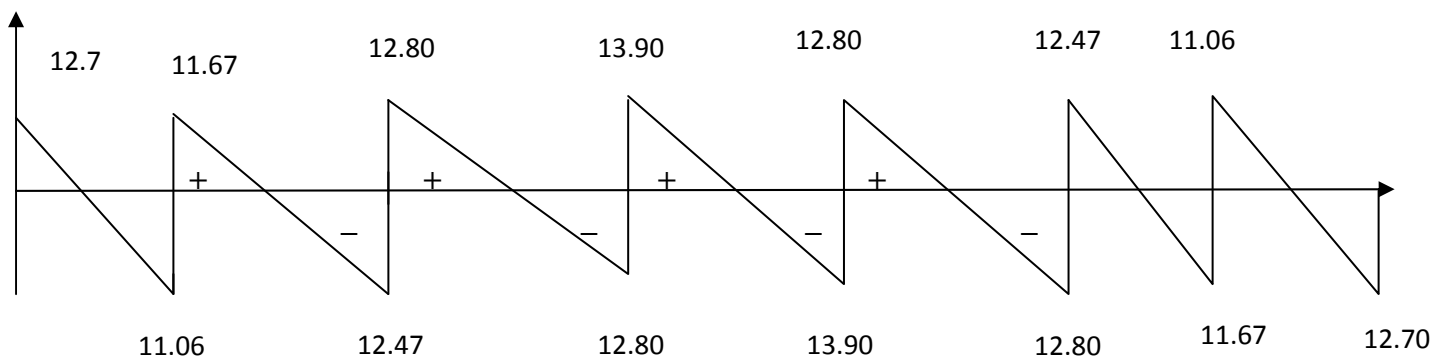
➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



M [KN m]

Fig III.2.6 Diagramme des moments fléchissant

T [KN]



FigIII.2.7. Diagramme des efforts tranchants

➤ Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9.24 \text{ KN m}$$

$$M_a^{\max} = 6.6 \text{ KN m}$$

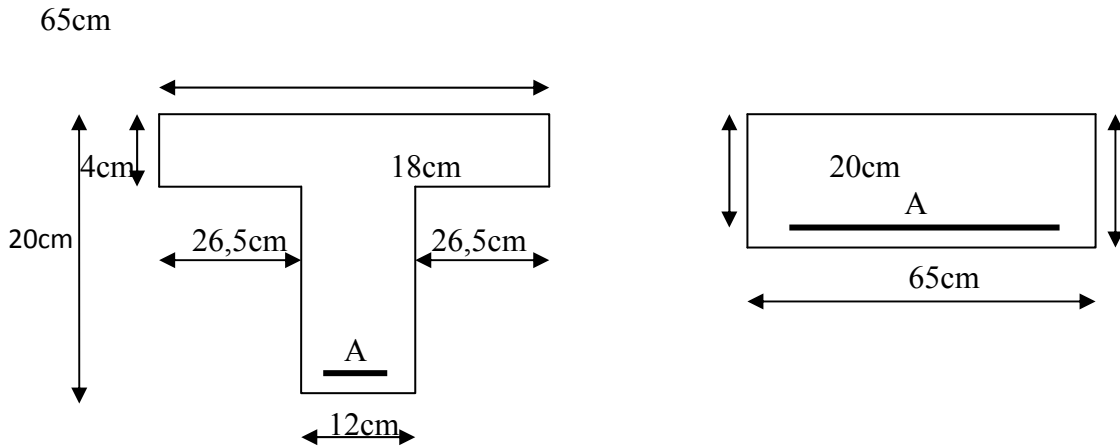
• Armatures en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 9,24 \text{ KN m} \longrightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h).



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,24 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,03 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,24 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 34,8} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (b₀ x h).

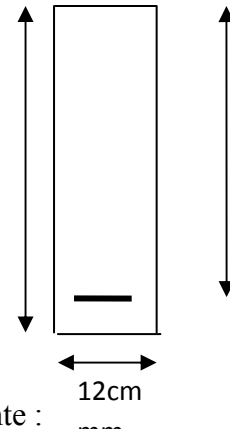
$$M_a^{\max} = 6,6 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,6 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,119 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,119 \longrightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,6 \times 10^2}{0,936 \times 18 \times 34,8} = 1,12 \text{ cm}^2 \quad 20 \text{ cm } 18 \text{ cm}$$

$$A_a = 1,12 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$$



- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

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

$$\phi \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12\right) = 0,571 \text{ cm}$$

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

$$\Longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

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

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,56 \times 400}{12 \times 0,4} = 46,66 \text{ cm}$$

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

III.2.4. Vérification à L'E.L.U :

a. Vérification de la contrainte tangentielle :

Lorsque les armatures transversales sont droites ($\alpha = 90^\circ$) on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{ct28}; 5 \text{ MPa}) \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13,90 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,643 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,643 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ (Condition Vérifiée).

b. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \left(\frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} \right) = 0,26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ (Condition Vérifiée).

➤ **Aux appuis :**

$A_a = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ (Condition Vérifiée).

c. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{13,90 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12\pi} = 2,27 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{es} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc $\tau_{se} = 2,27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{es} = 3,15 \text{ MPa}$ (condition vérifiée).

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

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

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

➤ **Appuis de rives :**

$$V_u^{\max} = 12,70 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **Appuis intermédiaire :**

$$V_u^{\max} = 13,90 + 12,80 = 26,7 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

e. L'influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

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

➤ **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 12.70 \text{ KN} ; M_{\max} = -3.96 \text{ KN m}$$

$$\left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9.d} \right) = \left(12.7 - \frac{3.96}{0.9 \times 0.18} \right) = -11.74 < 0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 26.7 \text{ KN} ; M_{\max} = -9.24 \text{ KN m}$$

$$\left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9.d} \right) = \left(26.7 - \frac{9.24}{0.9 \times 0.18} \right) = -30.33 < 0$$

Aucune vérification n'est nécessaire.

f. Calcul des scellements droit :

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{es} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

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

$$\bar{\tau}_{es} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3 \text{ mm}$$

Donc $l_s = 45 \text{ cm}$

g. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\tau_{bc}^{\max} = \frac{V_0^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\tau}_{bc}$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc}^{\max} = \frac{26.7 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bc}^{\max} = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bc} = 21.66 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

h. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonctiontable - nervure :

$$\tau_u^1 = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8bdh_0} = \frac{26,7 \times 10^3 (650-120)}{1,8 \times 650 \times 40 \times 180} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^1 = 1,67 \text{ MPa} \leq 0,13 f_{c28} = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{2.V_u}{0,9.b_0.d} \leq \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 26,7 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 2,74 < 14,2 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

III.2. 5. Calcul à L'E.L.S :**a. Calcul des moments isostatiques :**

$$Q_s = 5,239 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s.l^2}{8} = \frac{5,239 \times (3,8)^2}{8} = 9,45 \text{ KN m}$$

On a:

- Moments en travées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t[AB]} = M_{t[GH]} = 0,7 M_0 = 0,7 \times 9,45 = 6,61 \text{ KNm} \\ M_{t[BC]} = M_{t[FG]} = 0,65 M_0 = 0,65 \times 9,45 = 6,14 \text{ KNm} \\ M_{t[CD]} = M_{t[DE]} = M_{t[EF]} = 0,7 M_0 = 0,7 \times 9,45 = 6,61 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis:**

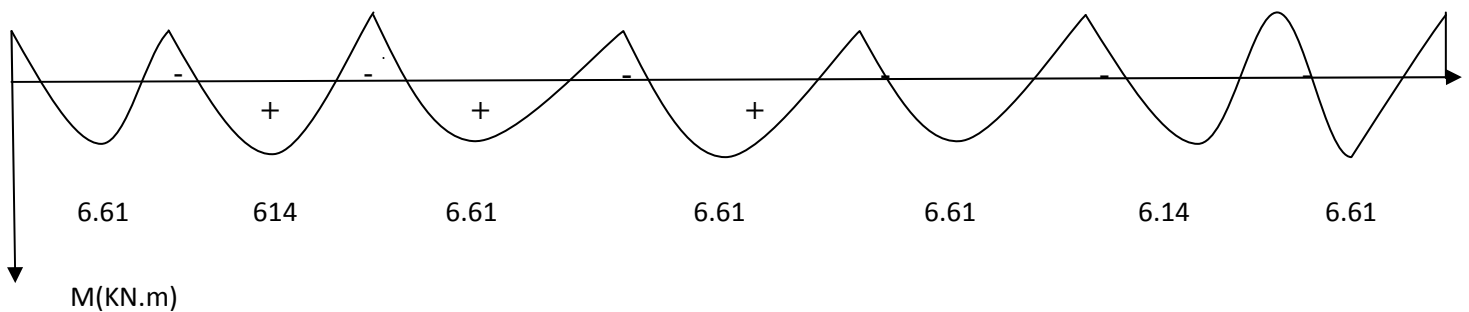
$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_H = 0,3 M_0 = 0,3 \times 9,45 = 2,83 \text{ KN m} \\ M_B = M_G = 0,5 M_0 = 0,5 \times 9,45 = 4,72 \text{ KN m} \\ M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_0 = 0,4 \times 9,45 = 3,78 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

b. Calcul de l'effort tranchant:

Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Travées	[AB]	[BC]	[CD]	[DE]	[EF]	[FG]	[GH]
M_w (KN m)	2.83	4.72	3.78	3.78	3.78	3.78	4.72
M_e (KN m)	4.72	3.78	3.78	3.78	3.78	4.72	2.83
T_w (KN)	9.09	8.35	9.16	9.95	9.16	8.92	7.93
T_e (KN)	-7.93	-8.92	-9.16	-9.95	-9.16	-8.35	-9.09
M_t (KN m)	6.61	6.14	6.61	6.61	6.61	6.14	6.61

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



FigIII.2.8 Diagramme des moments fléchissant

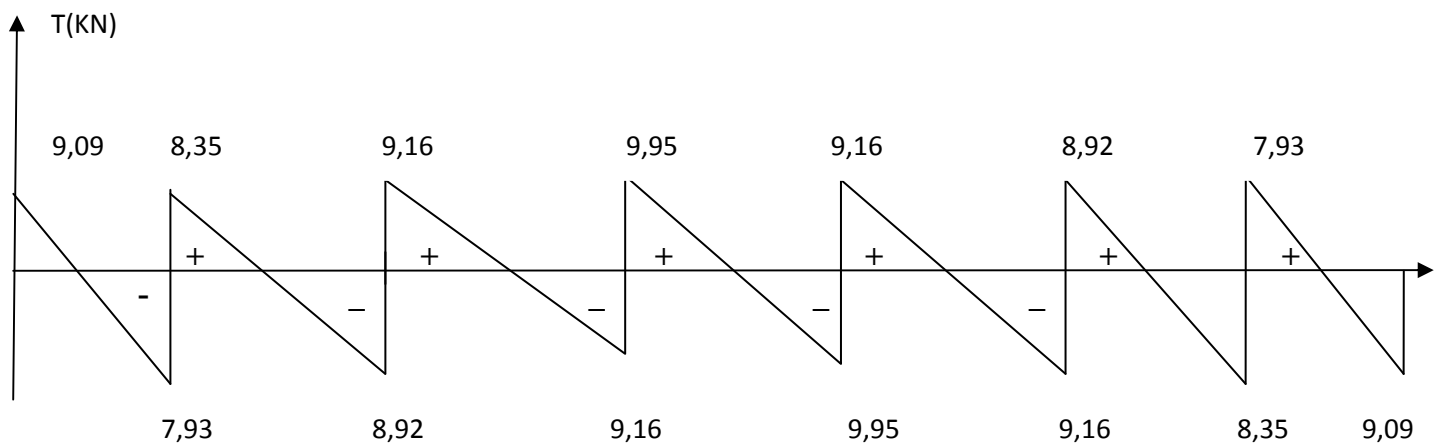


Fig III.2.9 Diagramme des efforts tranchants

III.2.6.Vérification des contraintes :**A- En travée :**

$$M_t = 6.61 \text{ KN.m}$$

- dans les aciers**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\rho_1 = 1,092 \rightarrow K_1 = 19,72 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,72} = 0,05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6.61 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 181.77 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

- Dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,05 \times 181.77 = 9.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

B- En appuis :

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire (b_0, h) :

$$M_a^{\max} = 4.72 \text{ KN.m}$$

Dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,92}{12 \times 18} = 0,888$$

$$\rho_1 = 0,888 \rightarrow K_1 = 22.45 \rightarrow \beta_1 = 0,866 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22.45} = 0,044$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec } \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.72 \times 10^6}{0.866 \times 180 \times 192} = 157.70 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq K \cdot \sigma_{st} = 0.044 \times 157.70 = 6.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

NB : Toutes les vérifications étant satisfaisantes, donc les armatures à L'E.L.U conviennent.

III.2. 7. Vérification des ouvertures de fissuration :

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

III.2. 8. Etat limite de déformation :

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

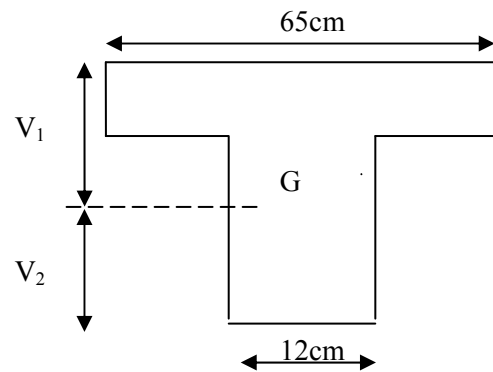
$$\diamond \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{condition non vérifiée})$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\text{a) } F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

$$\text{b) } F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i} +$$



$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,87 = 32456,61 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B_0 = section du béton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,36 \times 18) = 3461,2 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,1 \text{ cm} \quad V_1 : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \cdot (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,06 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogénéisée)}$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérés

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6.61 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 181.77 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot (2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \cdot (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,5 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 181.77 + 2,1} = 0,636$$

$$IF_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,636 \times 1,5)} = 11270.8 \text{ cm}^4$$

$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,636 \times 3,74)} = 6518.3 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{6.61 \times 10^3 \times (380)^2}{10 \times 10818,87 \times 11270.8} = 0,74 \text{ cm} < \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$F_i = \frac{6.61 \times 10^2 \times (380)^2}{10 \times 6518.3 \times 32456.61} = 0,45 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0,76 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

Conclusion: la flèche est vérifiée.

III.3 Etude de la salle machine :

III.3.1 Détermination des moments de flexion et des efforts tranchants :

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est inférieur à 0,4 ;
- la dalle est uniformément chargée ;

On évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite portée. On dit que la dalle ne porte que dans un seul sens.

a) La dalle ne porte que dans un seul sens :

On est donc ramener à l'étude d'une poutre de section rectangulaire de largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x .

Pour déterminer les moments à prendre en compte, on pourra, suivant la valeur des charges d'exploitation, utiliser les méthodes données ci-dessus :

$$M_t = \frac{q \cdot l_x^2}{10} = 0,8 M_0 \quad M_a = -\frac{q \cdot l_x^2}{16} = -0,5 M_0$$

Avec :

q = charge uniformément répartie ;

l_x = portée dans le sens ox .

$$M_0 = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \text{moment pour la dalle sur deux appuis libres.}$$

En général, l'effort tranchant est calculé comme si la dalle reposait sur deux appuis simples, c'est-à-dire sans tenir compte de la continuité.

b) La dalle porte suivant deux sens :

Une dalle sera considérée comme portant suivant deux directions si :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0,4 et 1 (on aura donc $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) et la dalle est uniformément chargée ;
- la dalle est soumise à des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées l_x et l_y .

Pour une dalle reposant librement sur son pourtour, et supporte une charge uniformément répartie q couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur de 1m, sont données par les formules suivantes :

- Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\delta = \frac{l_x}{l_y}$ et de v ; on prend $v = 0$ à l'ELU et 0,2 à l'ELS

donné par le tableau de BAEL.91.

III.3.1.1 Dalle simplement appuyée supportant une charge répartie sur un rectangle concentrique ou non :

Soit p la charge totale appliquée au centre de la plaque; les moments engendrés par cette charge se calculent aux moyens d'abaques (obtenus par la méthode de Ritz).

On détermine les côtés u et v de la surface d'impact au feuillet moyen ; on calcul les coefficients $\frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ à partir de ces trois données, les abaques fournissent deux coefficients M_1 et M_2 qui permettent de calculer les moments par les formules suivantes :

$$M_x = (M_1 + v.M_2).p \quad M_y = (M_2 + v.M_1).p$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} M_{xu} = M_1.p_u \\ M_{yu} = M_2.p_u \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \begin{cases} M_{xser} = (M_1 + 0,2.M_2).p_{ser} \\ M_{yser} = (M_2 + 0,2.M_1).p_{ser} \end{cases}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs trouvées ci-dessus pour les moments en travée, et on calcul les moments sur appuis.

On adopte, en général, les valeurs suivantes pour les planchers et les constructions similaires :

- si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moments en travée : $0,75.M_x$ ou $0,75.M_y$

Moments d'encastrement pour les petits et les grands cotés : $0,50.M_x$

- si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- moments en travée : $0,85.M_x$ ou $0,85.M_y$
- moment d'encastrement pour les grands cotés : $\begin{cases} 0,30.M_x & (\text{appui de rive}) \\ 0,50.M_x & (\text{autre appui}) \end{cases}$
- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,50.M_x$

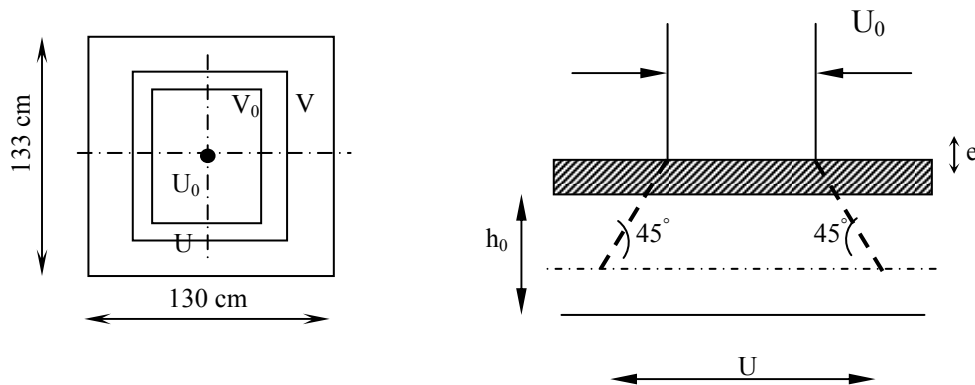
III.3.2 Etude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{ m/s}$), la surface de la cabine est de $(1 \times 1)\text{ m}^2$, la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 4 tonnes.

III.3.3 Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,33\text{ m}$ et $L_y = 1,3\text{ m}$



1) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{133}{30} = 4,43\text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 20\text{ cm}$

$$U = u_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$V = v_0 + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$h_r = 5\text{ cm}$, épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110\text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110\text{ cm}$$

2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q \cdot (M_1 + v \cdot M_2)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

$$M_y = q(M_2 + \nu M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,33}{1,30} \approx 1$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,10}{1,33} = 0,83$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,10}{1,30} = 0,83 \quad ; \quad M_1 = 0,053, M_2 = 0,053$$

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 40 = 54 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 54 \times 0,053 = 2,86 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 54 \times 0,053 = 2,86 \text{ KNm}$$

3) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow 0,4 \leq 1 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

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

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,20 = 5 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 5) + (1,5 \times 1) = 8,25 \text{ KN} / mL$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 8,25 \times (1,33)^2 = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,54 = 0,54 \text{ KN.m}$$

4) superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2,86 + 0,54 = 3,4 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,86 + 0,54 = 3,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

5) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	1,02	0,022	0,989	0,17	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,02	0,022	0,989	0,17	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	2,89	0,06	0,969	0,47	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2,89	0,06	0,969	0,47	2,01	4HA8	25

III.3.4.Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

- **Armatures inférieures :**

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$

$A_{\min}$: Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (20 \times 100) = 1,6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures supérieures :**

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (20 \times 100) = 1,6 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x \begin{cases} = 2,01 > A_{\min} \\ A_y = 2,01 > A_{\min} \end{cases}$$

En appuis :

$$A_x \begin{cases} = 2,01 > A_{\min} \\ A_y = 2,01 > A_{\min} \end{cases}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification au non poinçonnement :(BAEL91/art : A.5.2. 42) :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1,10 + 1,10) = 4,4 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 40 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,20 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 660 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p}{v_0 + 2u_0}$$

$$P = 1,35 \times 4 = 5,4 \text{ t.}$$

$$V_u = \frac{5,4}{(2 \times 0,8) + 0,8} = 2,25 \text{ t}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{5,4}{3 \times 1,1} = 1,64 \text{ t}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2,25 \times 10^4}{1000 \times 118} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.3.5. Vérification à l'ELS :

a) les moments engendrés par le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS :}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 40 (0,053 + 0,2 \times 0,053) \Rightarrow M_{x1} = 2,54 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 40 (0,053 + 0,2 \times 0,053) \Rightarrow M_{y1} = 2,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 5 + 1 \Rightarrow q_s = 6 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0442 \times 6 \times (1,33)^2 = 0,469 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,469 = 0,469 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 2,54 + 0,469 = 3,009 \text{ KN m}$$

$$M_y = 2,54 + 0,469 = 3,009 \text{ KN m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

$$\text{Aux appuis : } M = 0,3 \times 3,009 = 0,902 \text{ KN m}$$

$$\text{En travées : } M = 0,85 \times 3,009 = 2,558 \text{ KN m}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

▪ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,89}{3,48} = 0,83$$

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,83 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,165 > \alpha = 0,0774 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Aux Appuis :

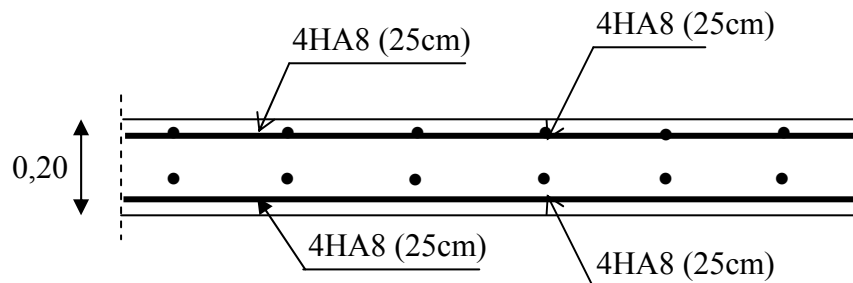
$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,02}{0,902} = 1,13$$

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,0279$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,022 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.



FigIII.3.1 : Schémas du ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

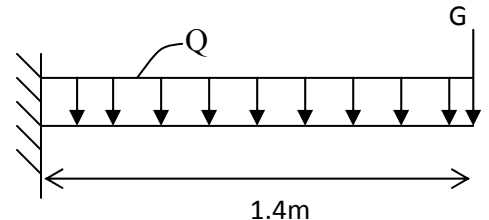
III .4.Calcul du balcon :

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

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad [\text{cm}]$$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$

**III .4.1.Charges et surcharges :**

- Charges permanentes :**

carrelage (2cm)..... $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

mortier de pose (2cm)..... $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

couche de sable (2cm)..... $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

enduit de ciment (1.5cm)..... $0,01 \times 15 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

la dalle pleine (15cm)..... $0,15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN / m}^2$

$$G_t = 5,14 \text{ KN/m}^2$$

✓ le poids du garde corps en briques creuses :

briques creuses (10cm)..... $0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$

enduit extérieur (2cm)..... $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

enduit intérieur (2cm)..... $0,02 \times 10 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

$$g = 1,46 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges d'exploitations :**

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q_b = 3,5 \text{ KN/m}^2$

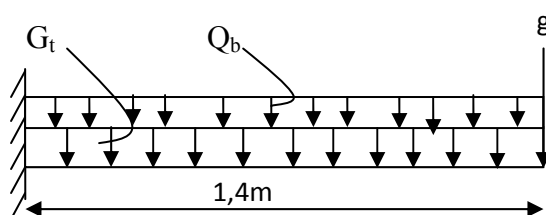


Fig III.4.1 schéma statique du balcon

III .4.2.Combinaisons des charges :**a. A l'E.L.U :**

pour la dalle $q_u = (1,35G_t + 1,5Q_b) \cdot 1m = (1,35 \times 5,14) + (1,5 \times 3,5) = 12,19 \text{ KN/m}$

garde corps $g_u = (1,35 \times g) \cdot 1m = (1,35 \times 1,46) = 1,971 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des moments :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul est fait pour une bande de 1ml.

$$M_u = (-q_u \cdot l^2 / 2) - g_u \cdot l$$

$$M_u = -\frac{12,19 \times (1,4)^2}{2} - (1,971 \times 1,40) = -14,70 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

➤ L'effort tranchant :

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

$$V_u = (12,19 \times 1,40) + 1,971 = 19,037 \text{ KN}$$

b. Ferrailage :

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

➤ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,968$$

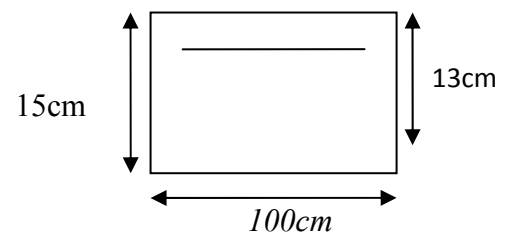
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,70 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5,65 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On prend A_r : **5HA10** = 3,9 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$



III .4.3. Vérifications à l'E.L.U :**a. Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que $A_u > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23.b.d.(f_{t28}/f_c) = 0,23.100.13.(0,21/40) = 1,57\text{cm}^2$$

$A_u > A_{\min}$ (condition vérifiée).

b. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{avec :}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa} \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.037.10^3}{10^3.130} = 0,146\text{MPa}$$

Ce qui donne $\tau_u < \overline{\tau_u}$ (condition vérifiée).

c. L'espacement :

- Pour les armatures principales :**

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On a $S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée).

- Pour les armatures de répartition :**

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

On a $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$ (condition vérifiée).

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On a :

$$\overline{\tau_{su}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{19,037.10^3}{0,9.130.188,4} = 0,863\text{MPa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n\Pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 1,0 = 18,84\text{cm}).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \overline{\tau_{su}}$ (condition vérifiée).

e. La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 352 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 36 \text{ cm}$$

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

III .4.4. Calcul a l'E.L.S :

pour la dalle $q_s = (G_t + Q_b) \cdot 1 \text{ m} = (5,14 + 3,5) = 8,64 \text{ KN/m}$

garde corps $g_s = 1,46 \text{ KN/m}$

a. Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + g_s \cdot l = \frac{8,64 \times 1,4^2}{2} + 1,46 \times 1,4 = 10,51 \text{ KN.m}$$

b. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

- Dans l'acier :**

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

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

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA si $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

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

$$\rho_1 = 100A/b.d = (100 \times 3,92)/(100 \times 13) = 0,301 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,913 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 42,47$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{10,51 \times 10^6}{471 \times 0,913 \times 130} = 188,004 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- Dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188.004}{42.47} = 4,42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{10.51}{10 \times 10.51} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

III.5. Calcul des escaliers :

III.5.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en marches et des paliers.

Notre bâtiment comporte 01 cage d'escaliers (escalier à 03 volées) pour le RDC
Et a deux volée pour l'étage courant, et seront réalisés en béton armé coulé sur place

III.5.2 Terminologie :

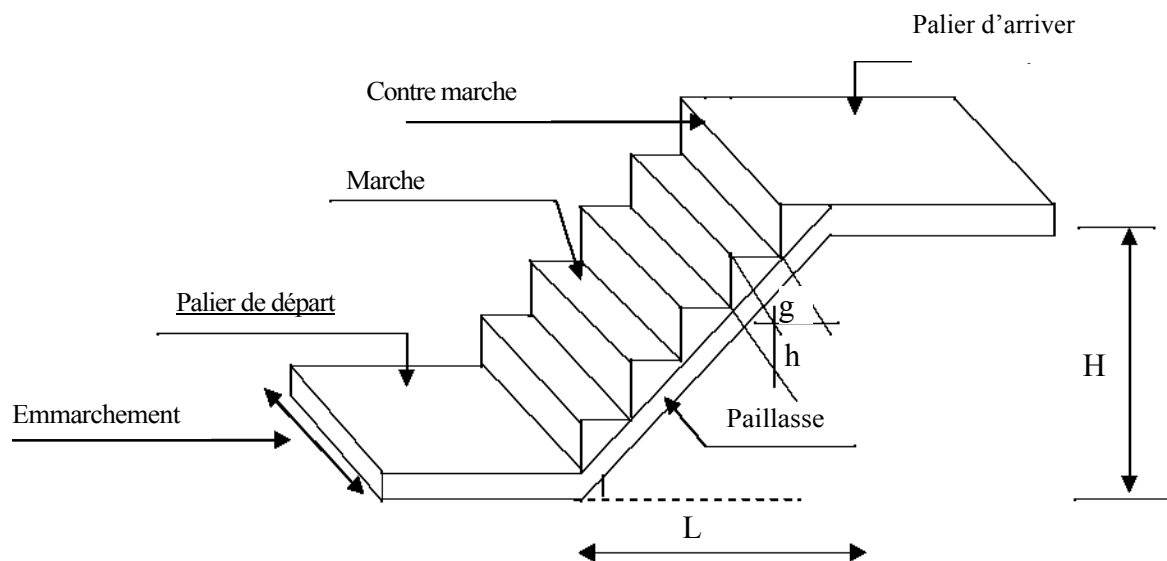


Fig III.5.1: Constituants d'un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie... etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée**: représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.5.3 Pré dimensionnement de l'escalier menant du RDC au 1^{er} étage

- **Calcul du nombre de marches et contre marches**

$$13\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{cm}$.

Soit **n** le nombre de contre marches et **m** le nombre de marches

$$: H = 374\text{cm} ; h = 17\text{cm}$$

$$\text{Le nombre de contre marche est : } n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$$

Donc : $n=22$ contre marches.

Les 22 contre marches seront réparties de la manière suivante :

Volée 1 : $n = 4$ contre marche ; donc $m = n-1 = 3$ marches.

Volée 2 : $n = 9$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 8$ marches.

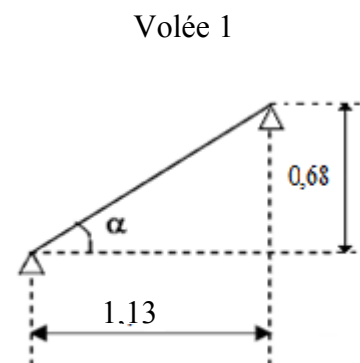
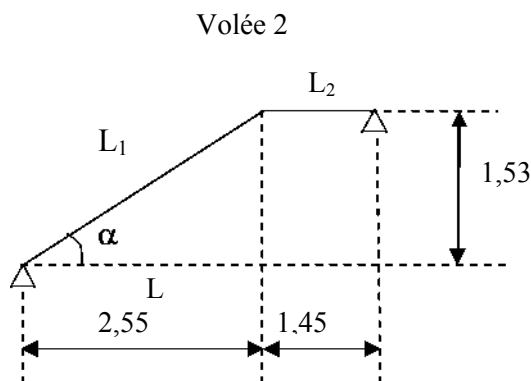
Volée 3 : $n = 9$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 8$ marches.

- **Loi de BLONDEL**

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier plus confortable : $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$

Pour $h = 17\text{cm}$; on aura : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ donc on prend $g = 30\text{cm}$.

Nous allons étudier 02 volées comme représenté dans les schémas suivants



III.5.4. Etude de la volée 2 :**1. Dimensionnement de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}, \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{255} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

$L' = \sqrt{L^2 + H^2} + L = \sqrt{(2,55)^2 + (1,53)^2} + 1,44 = 4,41m \Rightarrow 14,7cm \leq e \leq 22cm \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $e_p = 20cm$

Nous adaptons la même épaisseur pour le palier.

2. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la celle-ci, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanent :**- Palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ml)	G (KN/ml)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	22	0,66
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Dalle en béton	0,20	25	5,00
			G_{totale}=6,86KN /ml

-Volée :

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ml)	G (KN/ml)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	22	0,66
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Marches	/	25	2,125
Paillasse	0,2	25	5,93
Gard corps	/	/	0,2
			G_{totale}=10,115KN/ml

b) Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par la DTR B.C.2.2 :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5\text{KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges :

	ELU : $1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)	ELS : $G+Q$ (KN/ml)
Palier	13.011	9.360
Volée	17.405	12.615

4. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

a.1. Réactions d'appui :

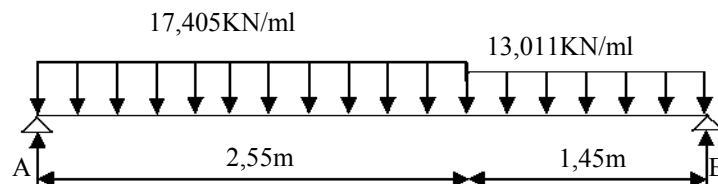


Figure III.5.2 Schéma statique de la volée 2 à l'ELU.

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = (17,405 \times 2,55) + (13,011 \times 1,45) = 63,24 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

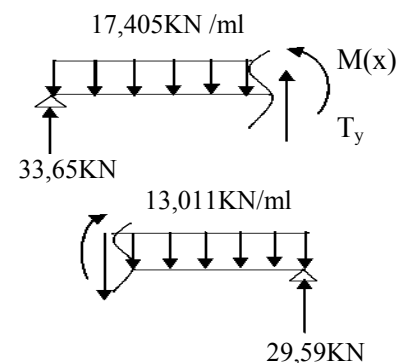
$$R_B(1,45 + 2,55) - 13,011 \times 1,45 \times \left(\frac{1,45}{2} + 2,55\right) - 17,405 \times 2,55 \times \left(\frac{2,55}{2}\right) = 0$$

$$R_B = 29,59 \text{ KN et } R_A = 33,65 \text{ KN}$$

a.2. Efforts internes :

-Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty(KN)
0 ≤ x ≤ 2,55 (de gauche)	17,405x - 33,65	0	-33,52
		2,55	10,73
0 ≤ x ≤ 1,45 (de droite)	-13,011x + 29,59	0	29,19
		1,45	10,73



-Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.55$ (de gauche)	$33.65x - 17.405 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		2,55	29,22
$0 \leq x \leq 1.45$ (de droite)	$29.59x - 13.011 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1,45	29,22

Le moment Mz est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 17,405x - 33,65 = 0 \Rightarrow x = 1,93\text{m}$$

$$\text{Donc : } M^{\max} = 33.65x(1.93) - 17.405x \frac{(1,93)^2}{2} = 32,41\text{KN.m}$$

$$M^{\max} = 32,41\text{KN.m}$$

Remarque :

En tenant compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0,85M_0 \text{ et } M_a = -0,3M_0$$

$$M_t = 27,55\text{KN.m et } M_a = -9,724\text{KN.m}$$

a.3.Diagrammes des efforts internes :

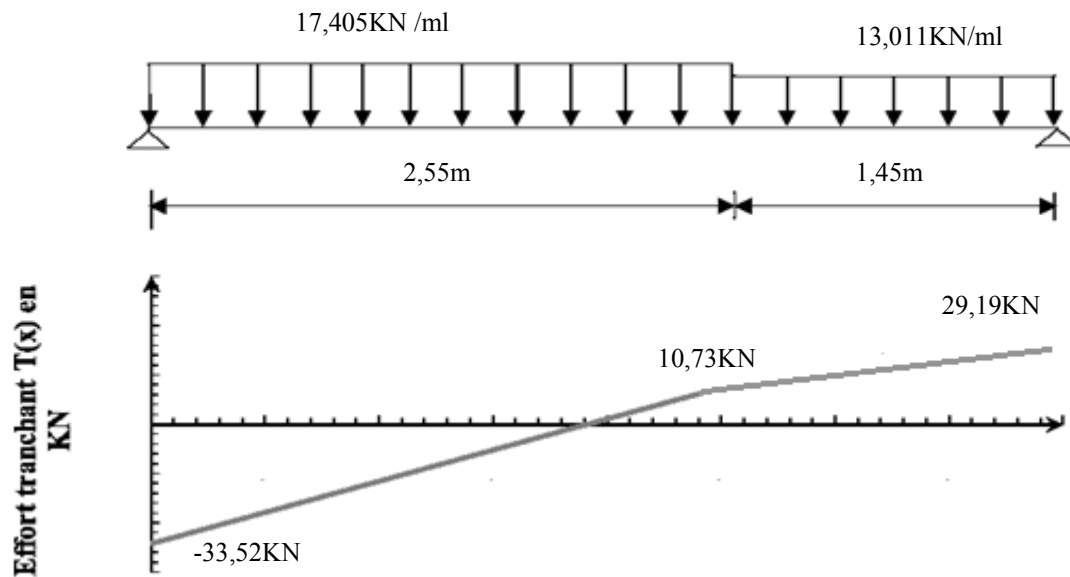


Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELU

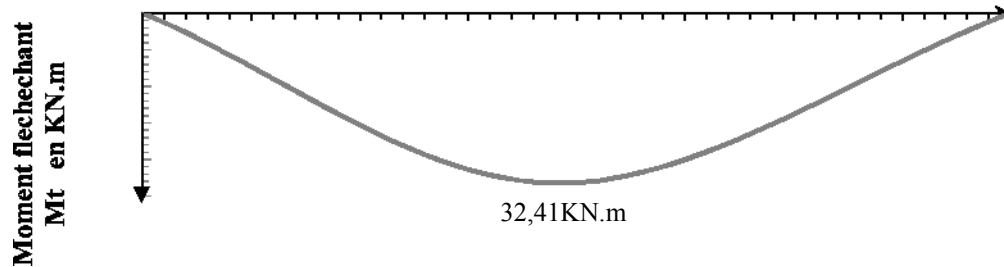


Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELU.

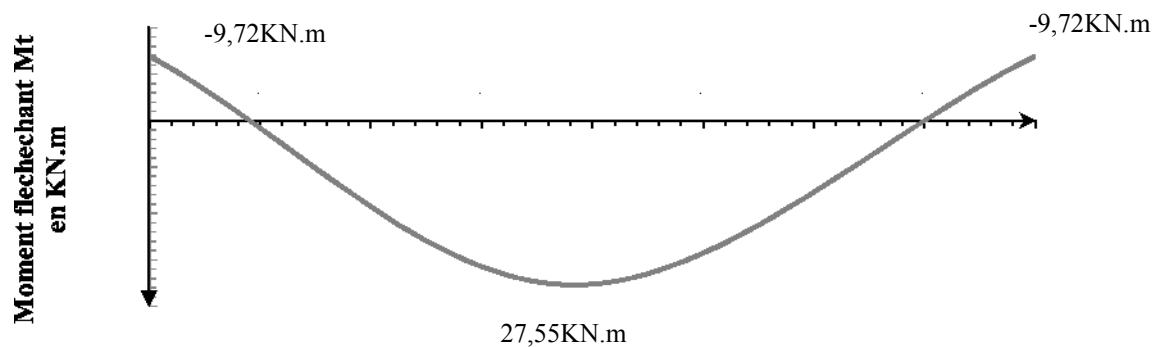


Diagramme du moment fléchissant des volées 2 a l'ELU

5. Calcul à l'ELS :

a) Calcul des efforts internes :

a.1. Réactions d'appuis :

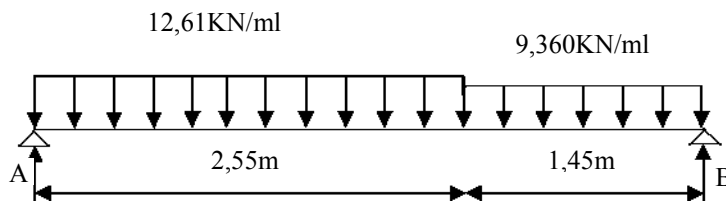


Schéma statique de la volée 2 à l'ELS.

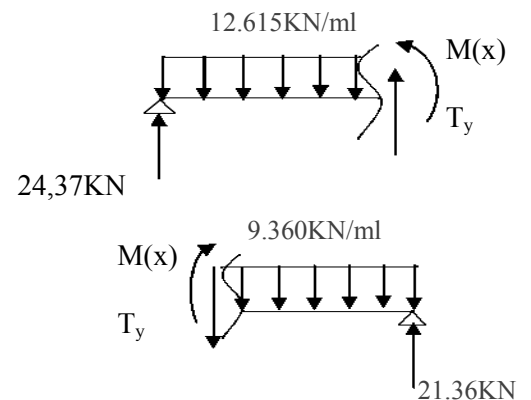
$$R_A = 24,37 \text{ KN et}$$

$$R_B = 21,36 \text{ KN}$$

a.2. Efforts internes :

- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty(KN)
$0 \leq x \leq 2,55$ (de gauche)	$12,615x - 24,37$	0	-24,37
		2,55	7,79
$0 \leq x \leq 1,45$ (de droite)	$-9,36x + 21,36$	0	21,36
		1,45	7,79



- Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,55$ (de gauche)	$24,37x - 12,615 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		2,55	21,13
$0 \leq x \leq 1,45$ (de droite)	$21,36x - 9,36 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1,45	21,13

Le moment Mz est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 12,615x - 24,37 = 0 \Rightarrow x = 1,93 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M^{\max} = 24,37x - 12,615 \times \frac{(1,93)^2}{2} = 23,49 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max} = 23,49 \text{ KN.m}$$

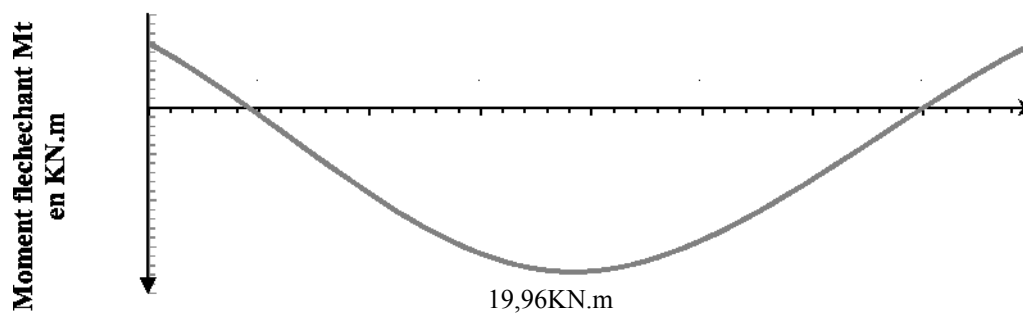
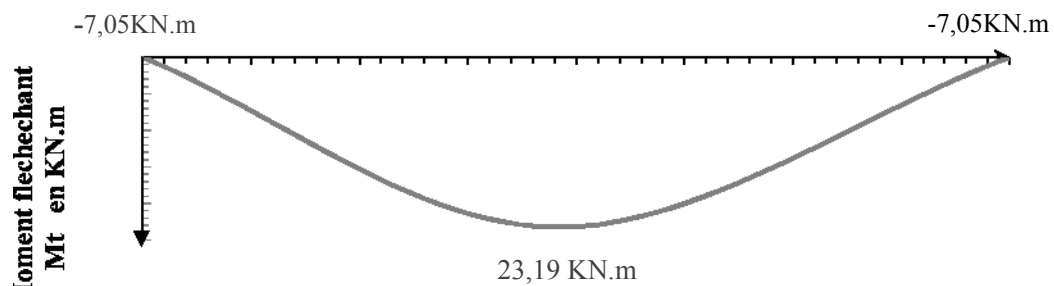
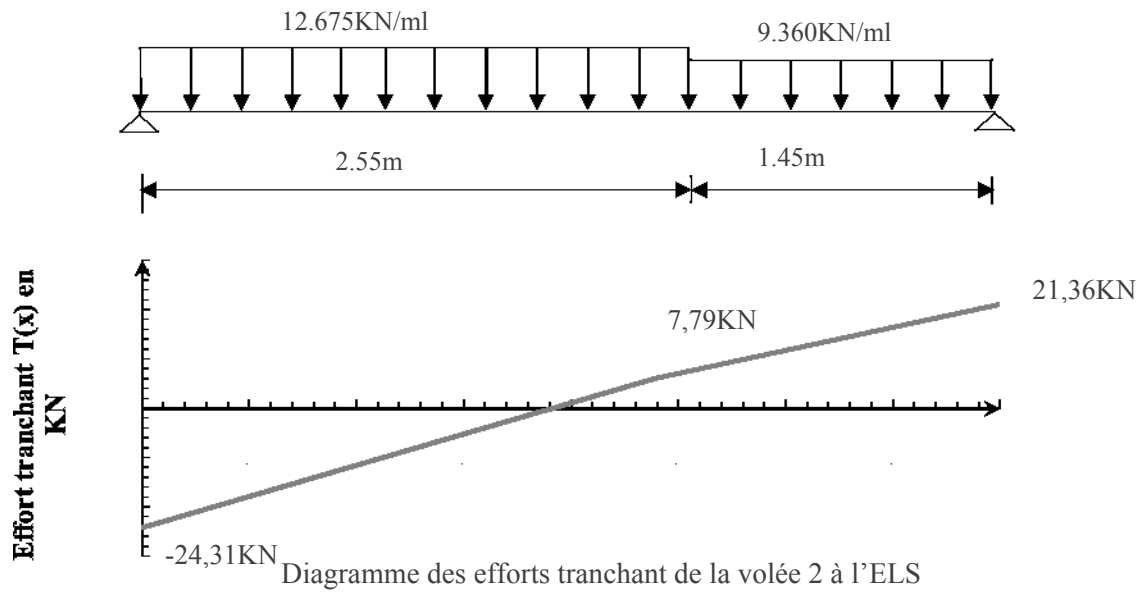
Remarque :

En tenant compte des semi-encastres :

$$M_t = 0,85M_0 \text{ et } M_a = -0,3M_0$$

$$M_t = 19,96 \text{ KN.m et } M_a = -7,05 \text{ KN.m}$$

a.3. Diagrammes des efforts internes :



III.5.4.Ferraillage :

• Calcul des armatures

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec :

-Volée 2: $h = 20\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

		Volée 2	
		En travée	Aux appuis
ARMATURES PRINCIPALES	M_u	27,55	9,75
	$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$	0,06	0,0211
	β	0,969	0,985
	$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ (cm ²)	4,53	1,58
	A_s adoptée (cm ²)	6HA14=9.24	6HA12=6,78
	St (cm)	15	15
ARMATURES DE REPARTITION	$A_r = \frac{A_a}{4}$ (cm ²)	1,13	0,395
	A_r adoptée (cm ²)	6HA8=3.01	6HA10=4,71
	St (cm)	15	15

a. Vérifications à l'ELU :

1) Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91) :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 6,78 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travées : } A_t = 9,24 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Répartition des barres (Art A.8.2,42/BAEL91) :

a) Armatures principales: $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

- Appuis : $St = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée).
- Travée : $St = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée).

b) Armatures de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

- Appuis : $St = 15\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée).
- Travée : $St = 15\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée).

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ ART.A.5-1.2) :

On doit avoir : $\tau \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{33,52 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,186 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0,186 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s: \text{Coefficient de scellement pris à } 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 10 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \text{ (condition vérifier).}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5) Ancrage des barres aux appuis :

- Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91) :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,61 \times 5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$L_s = \frac{400 \times \Phi}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$.

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligneterminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée horscrochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}.$$

6) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91) :

6.1. Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times (0,9d) \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times (0,9 \times 18) \times 100 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u = 33,52 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{400} \left[33,52 + \frac{(-9,724 \times 10^2)}{0.9 \times 18} \right] = -0.076 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6,78 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifier}).$$

b. Vérifications à l'ELS :

1) Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91) :

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

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

• Aux appuis : $M_s^a = 7,05 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow K = 0,0265$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{7,05 \times 10^3}{6,78 \times 0,905 \times 18} = 63,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 1,69 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}.$$

•En travée : $M_s^t = 19,96 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 18} = 0,51$$

$$\rho_1 = 0,51 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{19,96 \times 10^3}{9,24 \times 0,892 \times 18} = 134,53 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 4,3 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

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

3)Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

Avec :

E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$\overline{f}$: flèche admissible.

l : longueur de la poutre.

M_t^s : moment de service maximal en travée.

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{20000 + (15 \times 9,24 \times 18)}{(100 \times 20) + (15 \times 9,24)} = 10,51 \text{ cm}$$

$$V_1 = 10,51 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 20 - 10,51 = 9,49 \text{ cm}$$

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 74962,34 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{9,23}{100 \times 18} = 0,0051$$

$$\lambda i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,0051} = 4,118$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,647$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0051 \times 134,53 + 2,1} \right\} = 0,2414$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$I_{fv} = 59000,72 \text{ cm}^4$$

$$f = 0,50 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

Conclusion

Pour des raisons de sécurité et pour faciliter la mise en œuvre de ces escaliers, on généralise l'ensemble des volées avec l'épaisseur et le ferrailage trouvé dans la volée 2.

III.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, se trouve au niveau du palier elle est encastree a ses extremités dans les poteaux et elle est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier.

III.6.1.Prédimensionnement :

La portée de cette poutre est de 3.8m

▪ **La hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

Tel que :

h_p : La hauteur de la poutre.

L : La portée libre de la poutre.

$$\text{D'où : } \frac{350\text{cm}}{15} \leq h_p \leq \frac{350\text{cm}}{10} \Leftrightarrow 23,33\text{cm} \leq h_p \leq 35\text{cm}$$

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

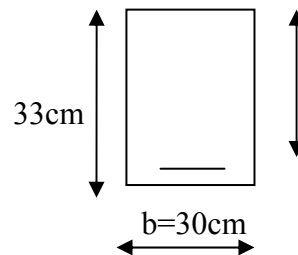
▪ **La largeur de la poutre :**

$$0,4.h_p \leq b \leq 0,7.h_p$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad 35\text{cm}$$

$$17,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On prend : **b = 30cm**



Recommandation du RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_p}{b} \leq 4 \\ \text{D'où : } \frac{h_p}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

III.6. 2.Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par

- Son poids propre $G_p = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625\text{KN /ml}$
- Murs extérieurs : $G_m = 2,36 \times 2,71 = 6,39\text{KN/ml}$
- Réactions du palier

$$\text{L'E.L.U : } R_u = 29,19\text{KN}$$

$$\text{L'E.L.S : } R_s = 21,36\text{KN}$$

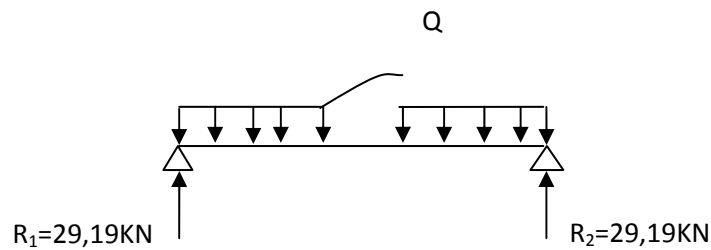


Fig III.6.1 schéma statique

III.6. 3.Calcul à l'ELU :

a.Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_1}{L}$$

$$q_u = 1.35 \times (2.625 + 6.39) + \frac{2 \times 29.19}{3.5} = 28.85 \text{ kN/ml}$$

▪ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28.85 \times 3.5^2}{8} = 44.17 \text{ kN.m}$$

▪ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{28.85 \times 3.5}{2} = 50.48 \text{ kN}$$

▪ Moment fléchissant :

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -13.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 37.54 \text{ kN.m}$$

b. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

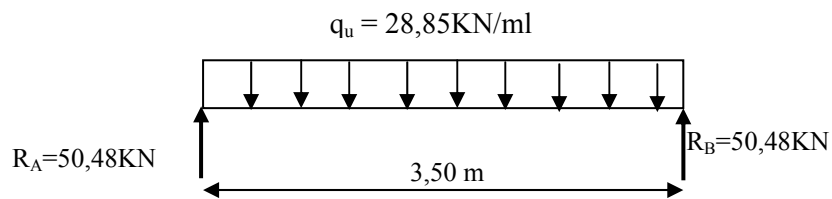


Fig III.6.2 schéma statique

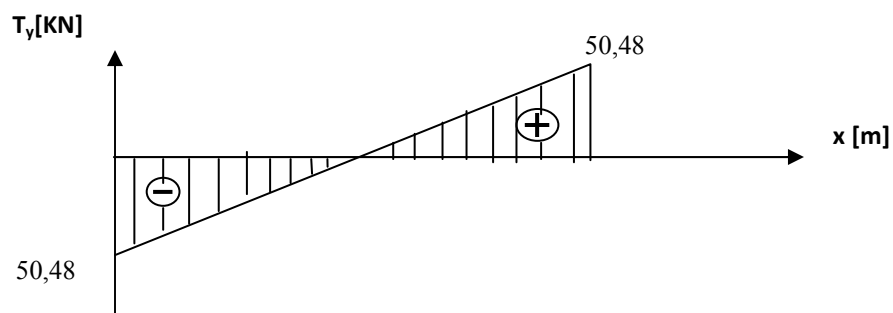


Fig III.6.3 Diagramme l'effort tranchant

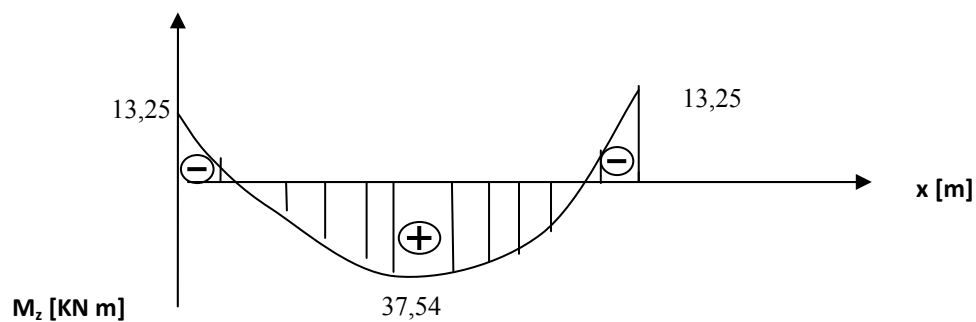


Fig III.6.4 Diagramme du moment fléchissant

c. Ferrailage :**1. Calcul des armatures longitudinales :****▪ Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{6c}} = \frac{13,25 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,028 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\beta d \sigma_{St}} = \frac{13,25 \times 10^6}{0,986 \times 33 \times 34,8} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

▪ En travées :

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{6c}} = \frac{37,54 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,080 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_t^u}{\beta d \sigma_{St}} = \frac{37,54 \times 10^6}{0,958 \times 33 \times 34,8} = 3,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14 = 4,62 cm²

NB : Selon le RPA99 le pourcentage total minimale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section.

D'où : 3,39 + 4,62 = 8,01 cm²

$$0,5 \frac{bh}{100} = 0,5 \times \frac{30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Donc : 8,01 cm² > 5,25 cm² (condition vérifiée).

III.6. 4. Vérifications :**1. Vérification de non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée).

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$

tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,509\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

-Influence sur le béton:

On doit vérifier que :

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times (0,9d) \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times (0,9 \times 33) \times 30 = 598\text{KN}$$

$$T_u \leq 598 \text{ KN}$$

$$T_u = 50,48 \text{ KN} < 598\text{KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

-Influence sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A_a \leq \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \leq \frac{1,15}{400} \times \left(50,48 + \frac{-13,25 \times 10^2}{0,9 \times 33} \right) = 0,01\text{cm}^2$$

$$A_a = 3,39\text{cm}^2 > 0,01\text{cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91):

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04\text{mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9.d \cdot \sum U_i} = \frac{50,48 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 1,49\text{MPa}$$

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

$$\tau_{Se} = 1,49\text{MPa} < \bar{\tau}_{Seu} = 3,15\text{MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

5. Encrenage des barres aux appuis

-Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

On a :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Aux appuis : } l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42 \text{ cm} \quad l_s = 43 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } l_s = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur d'ancrage nécessaire pour les aciers HA est :

$$L_a = 0,4 L_s = 20 \text{ cm}$$

2. Calcul des armatures transversales:

➤ Le diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_t \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4 \right\} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \Phi_{tr} = 8 \text{ mm}$$

➤ Espacement :

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

$$S_t \leq \min (0,9 \times 33 ; 40) = 29,7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_{tr} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

La section d'armature transversale doit vérifiée:

$$\frac{A_{tr} \times f_e}{b \times s_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,01 \times 400}{30 \times 20} = 1,34 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée).}$$

Vérifications :

D'après RPA l'espacement maximum entre les armatures transversales est come suit :

Appuis (Zone nodale) :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_t \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

En travée (Zone courante) :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17\text{cm}$$

Soit : **St = 15cm**

Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III.6. 5.Calcul a l'ELS :

a.Calcul des efforts internes :

$$q_s = G + \frac{2 R_s}{L}$$

$$q_s = (2,625 + 6,39) + \frac{2 \times 21,36}{3,5} = 21,22 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{21,22 \times 3,5^2}{8} = 32,49 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{21,22 \times 3,5}{2} = 37,13 \text{ KN}$$

▪ **Moment fléchissant :**

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\text{sap}} = -0.3M_s = -9,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{str}} = 0.85M_s = 27,61 \text{ KN.m}$$

b. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

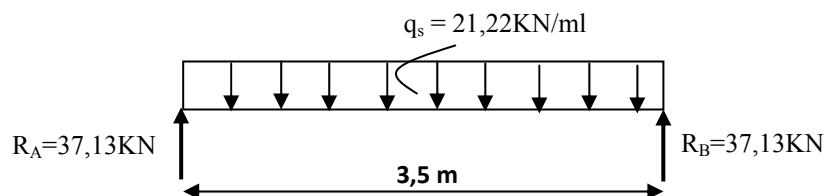


Fig III.6.5 schéma statique

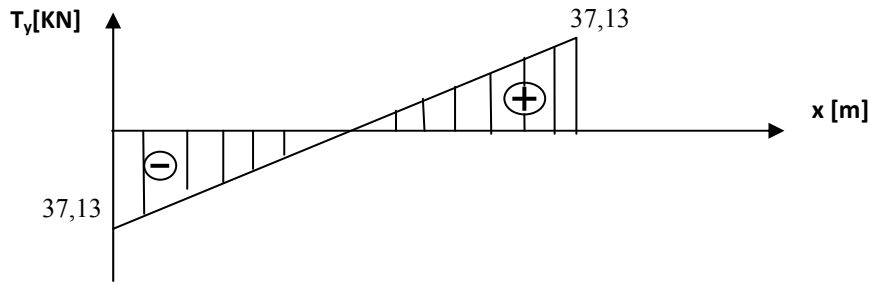


Fig III.6.6 Diagramme de l'effort tranchant

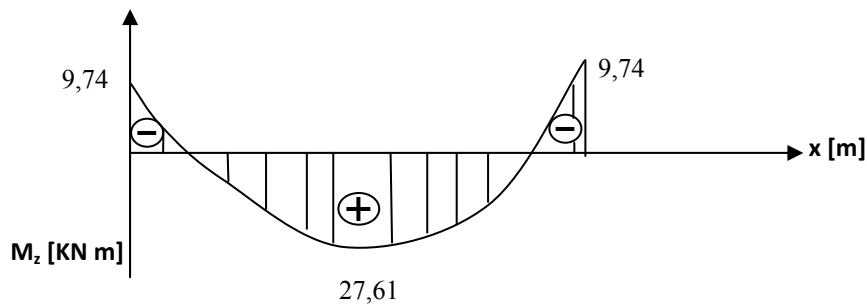


Fig III.6.7 Diagramme du moment fléchissant

III.6. 6.Vérification a l'ELS :

▪ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Vérification $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Pour une section rectangulaire (b.h) , acier Fe400 et la fissuration est peu nuisible, si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ ----- (I) Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

-Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13,25}{9,74} = 1,36$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,74 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,02$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,026 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

-En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{37,54}{27,61} = 1,36$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,61 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,06$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,076$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,076 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL 91 (art B.6.5.1) le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : h : hauteur de la section

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$ L : portée libre

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

a) $\frac{0,35}{3,5} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ (condition vérifiée).

b) $\frac{0,35}{3,5} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{27,61}{32,49} \Rightarrow 0,1 > 0,085$ (condition vérifiée).

c) $\frac{3,39}{30 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0034 < 0,01$ (condition vérifiée).

Donc on ne va pas vérifier la flèche.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Conclusion : le ferrailage adopté à l'ELU est satisfaisant.

Le ferrailage de la poutre brisée sera comme suit :

Armatures longitudinales

3HA14 pour le lit inférieur.

3HA12 pour le lit supérieur.

Armatures transversales

1 cadre et 1 étrier en HA8.

III .7.Porté à faux :**III .7.1.Dimensionnement de porte à faux :**

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

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

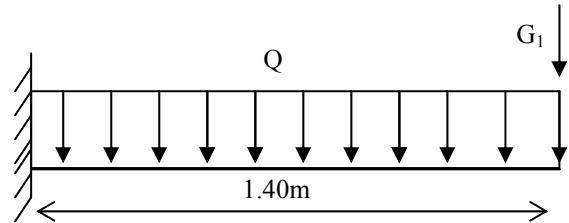


Fig III.7.1 Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

III.5.1. Dimensionnement du porte à faux

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit

$$E_p = L / 10 = 140 / 10 = 14 \text{ cm}$$

On prend $E_p = 15 \text{ cm}$

III .7.2. Charge et surcharge du porte à faux :

- **Les surcharges d'exploitation :**

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Porte à faux à usage d'habitation.})$$

- **Les charges permanentes :**

Carrelage (2cm).....	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose (2cm).....	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
Couche de sable (2cm).....	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment (1.5cm).....	$0,01 \times 15 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
La dalle pleine (15cm).....	$0,15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN / m}^2$

$$G_t = 5,14 \text{ KN/m}^2$$

- **La charge concentrée :**

$$G_1 = 2,36 \times 2,71 \times 1 \text{ m} = 6.39 \text{ KN / ml} \quad \text{AVEC } G = 2.36 \text{ kN/ m}^2 \dots\dots (\text{du chapitre 2})$$

III .7.3. Calcul à L'ELU :

- **Combinaisons de charge :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) 1 \text{ m} = (1.35 \times 5,14) + (1.5 \times 1.5) = 9.18 \text{ KN / m}$$

$$q_{u1} = (1.35 G_1) 1 \text{ m} = 1.35 \times 6.39 = 8.62 \text{ KN}$$

- **Moments fléchissant**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L\right) = -\left(\frac{9.18 \times 1.40^2}{2} + 8.62 \times 1.40\right) = -21.06 \text{ KNm}$$

Remarque : Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

- **Effort tranchant**

$$V_u = q_u L + q_{u1} = (9.18 \times 1.4) + 8.62 = 21.47 \text{ KN}$$

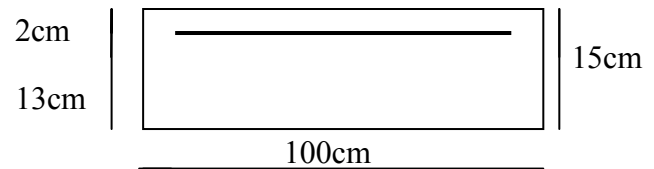
2. Ferrailage :

- **Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.087 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.087 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.06 \times 10^3}{0.954 \times 13 \times 348} = 4.87 \text{ cm}^2$$



On adopte 5HA12 = 5.65 cm² Avec : St = 20cm

- **Les armatures de répartition**

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

On adopte 5HA10 = 3.9 cm² Avec : St = 20 cm

III .7.4.Vérifications a L'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la condition de l'adhérence des barres** (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$
 $\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{21.47 \times 10}{0.9 \times 13 \times 18.84} = 0.97 \text{ MPa} < 3.15 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.3 \text{ MPa}$ (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{21.47 \times 10}{100 \times 13} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

III .7.5. Calcul à L'ELS :

• **Combinaison de charge :**

$$q_s = (G + Q)1m = 5,14 + 1,5 = 6.64 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 6.39 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = - \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = - \left(\frac{6.64 \times 1.40^2}{2} + 6.39 \times 1.40 \right) = 15.45 \text{ KN m}$$

III .7.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

- **Dans l'acier :**

La fissuration étant peu nuisible, on vérifie :

$$\overline{\sigma}_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = 100A/b.d = (100 \times 5.65) / (100 \times 13) = 0,434 \implies \beta_1 = 0,899 \implies K_1 = 34.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 . d} = \frac{15.45 \times 10^6}{565 \times 0,899 \times 130} = 233.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- **Dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.97}{34.5} = 6.78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \implies \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{15.45}{10 \times 15.45} = 0,1 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \implies \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,004 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

Chapitre IV

Modélisation avec le logiciel ETABS

IV. Présentation de l'ETABS :**IV.1. Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qu'elle mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des noeuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de noeuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque noeud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des noeuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il

permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4.Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



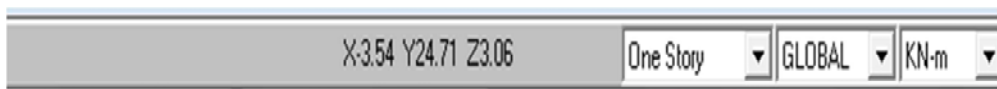
IV.5. Etapes de modélisation :

IV .5.1 Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

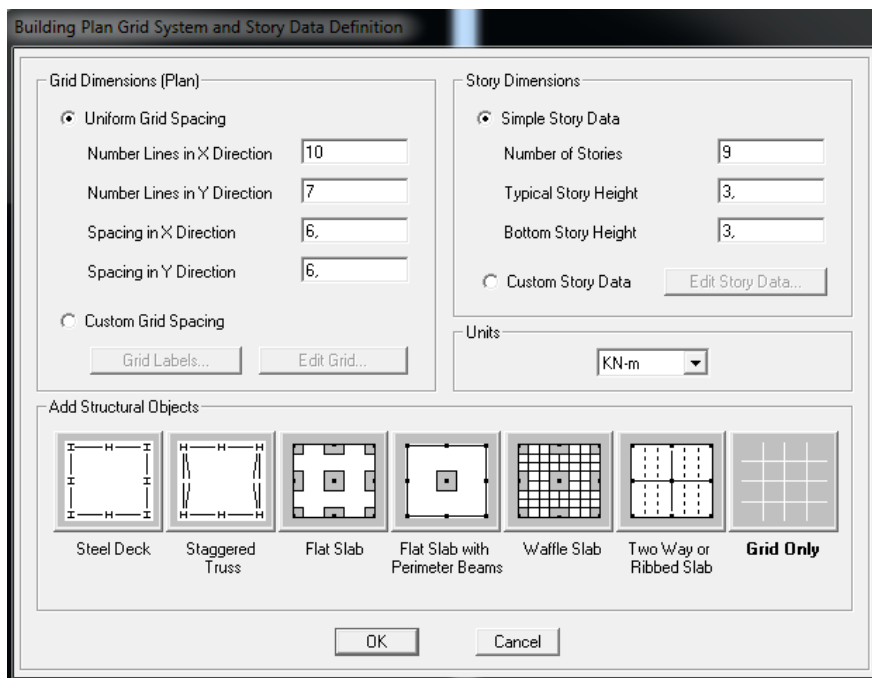
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames.

- On clique sur custom **Gridspacing** puis sur **Edit Grid**.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	1.4	Secondary	Show	Top	
2	B	3.25	Primary	Show	Top	
3	C	3.3	Primary	Show	Top	
4	D	3.5	Primary	Show	Top	
5	E	3.8	Primary	Show	Top	
6	F	3.5	Primary	Show	Top	
7	G	3.3	Primary	Show	Top	
8	H	3.25	Primary	Show	Top	
9	I	1.4	Primary	Show	Top	
10	J	0	Secondary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	1.4	Secondary	Show	Left	
2	2	4	Primary	Show	Left	
3	3	3.5	Primary	Show	Left	
4	4	3.5	Primary	Show	Left	
5	5	4	Primary	Show	Left	
6	6	1.4	Primary	Show	Left	
7	7	0	Secondary	Show	Left	
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as:
☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur **custom story** puis sur **Edit StoryData**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	STORY9	3.06	29.96	Yes		No	0.
9	STORY8	3.06	26.9	No	STORY9	No	0.
8	STORY7	3.06	23.84	No	STORY9	No	0.
7	STORY6	3.06	20.78	No	STORY9	No	0.
6	STORY5	3.06	17.72	No	STORY9	No	0.
5	STORY4	3.06	14.66	No	STORY9	No	0.
4	STORY3	3.06	11.6	No	STORY9	No	0.
3	STORY2	3.74	8.54	No	STORY9	No	0.
2	STORY1	4.80	4.8	No	STORY9	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3. [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

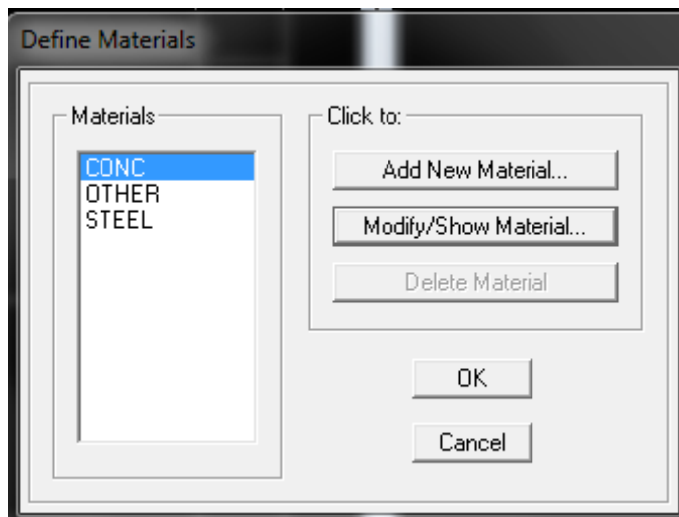
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

IV .5.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define puis Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



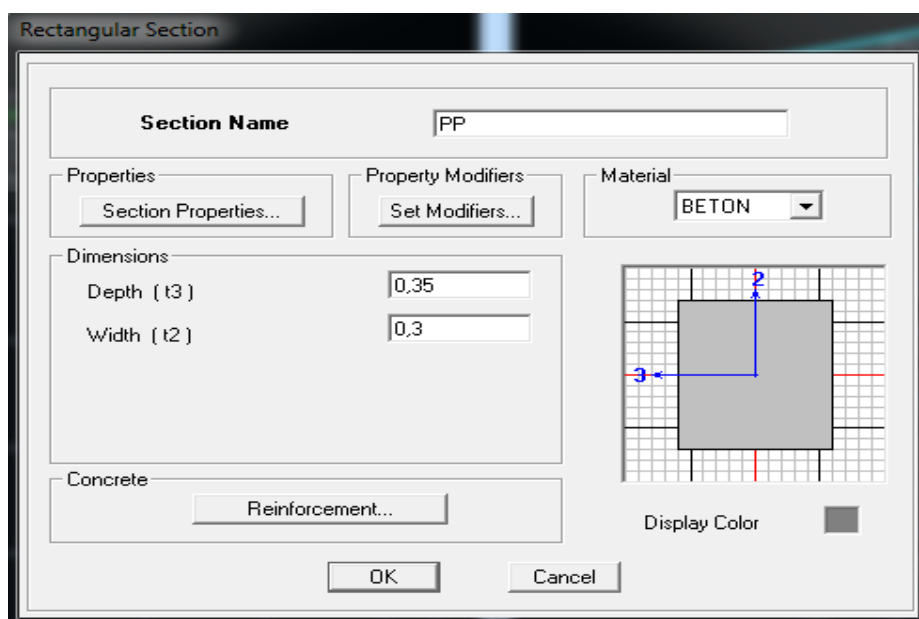
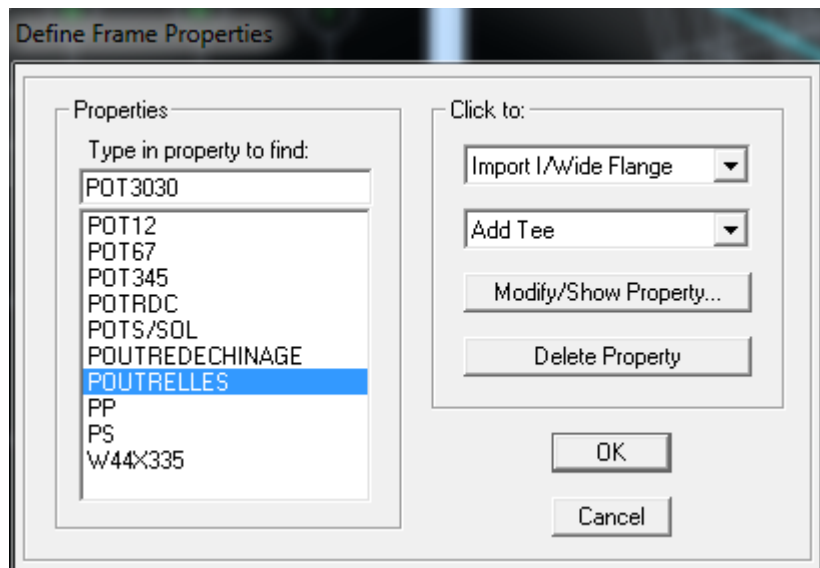
Material Name		Display Color	
BETON		Color [Red]	
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design [Concrete]	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f_c	25000
Weight per unit Volume	25	Bending Reinf. Yield Stress, f_y	400000
Modulus of Elasticity	32164000	Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	400000
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	10342136.8		
OK		Cancel	

IV.5.3 .Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments(poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



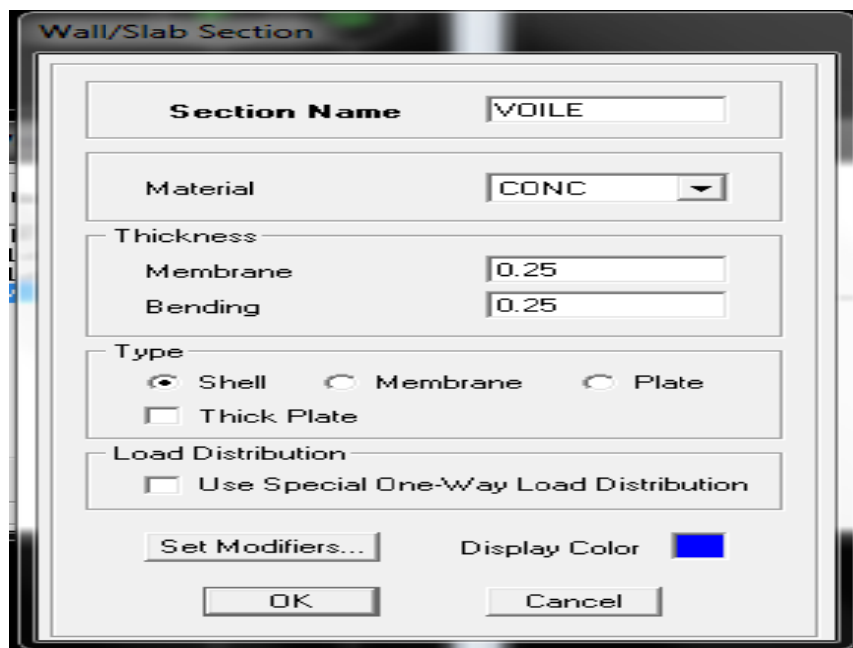
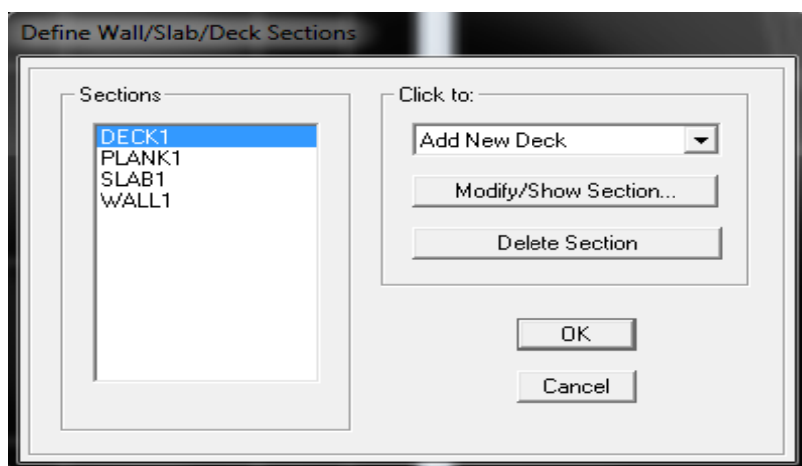
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define wall/slab**, on clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV.5.4. Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **DefineLoad Cases**.

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

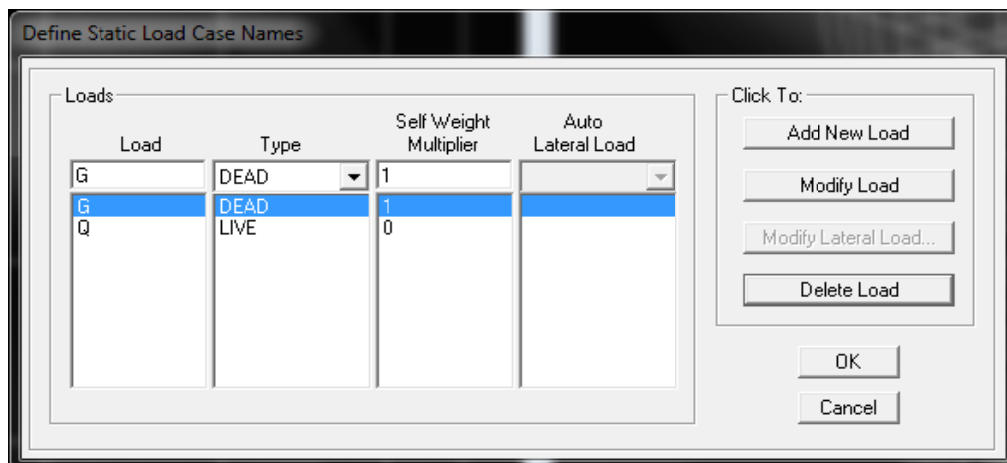
Self Weightmultiplier(Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone** : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiment courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement** : $R=3.5$ (voir chapitre 4)
- **Remplissage** : dense (tableau 4.2 du RPA)
- **Site** : S2 .
- **Facteur de qualité (Q)**:

Critère «q »	Sens Transversal(Y)		Sens Longitudinal(X)	
	Observé oui/non	P _q	Observé oui/non	P _q
1. Régularité en plan.	Oui	0.00	Oui	0.00
2. Régularité en élévation.	Oui	0.00	Oui	0.00
3. Condition minimale sur les files de contreventement.	Oui	0.00	Oui	0.00
4. Redondance en plan.	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0.00	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité l'exécution.	Oui	0.00	Oui	0.00
Somme		1.00		1.00

Tableau IV.1 Facteur de qualité (Q).

La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum q$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité «q » est satisfait ou non.

Conclusion:

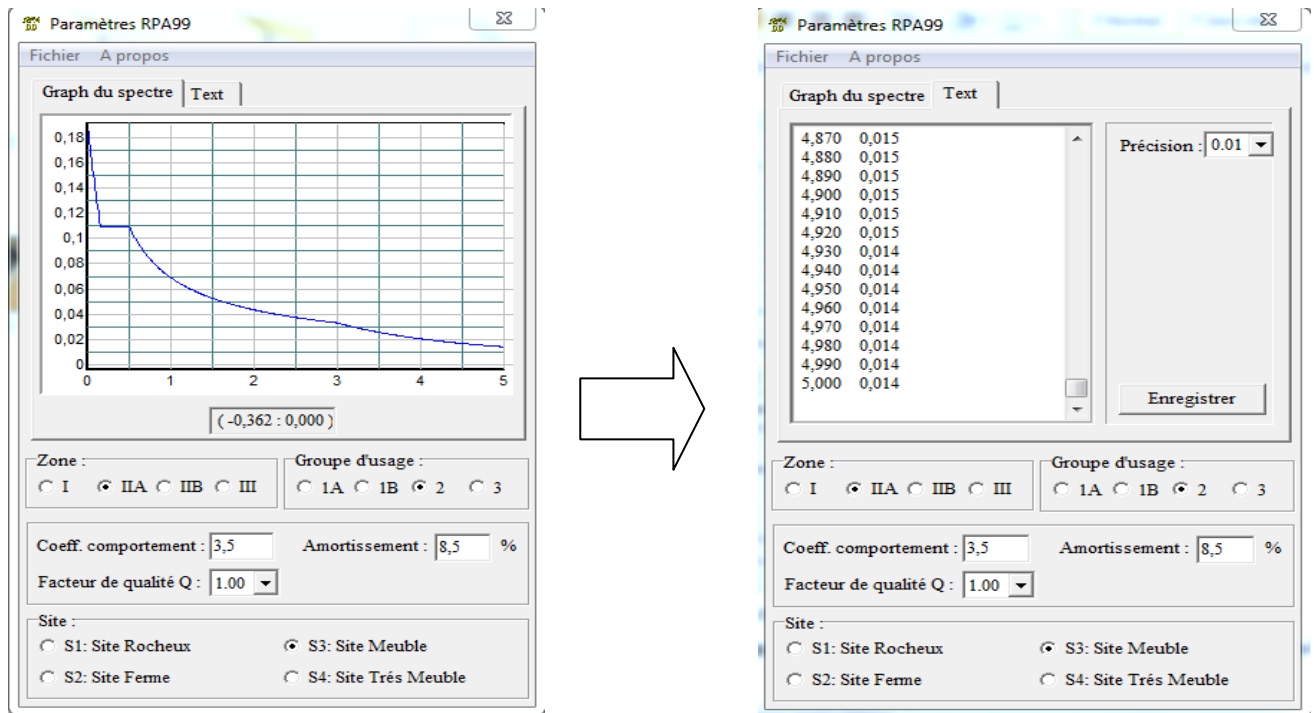
Le facteur de qualité est égal à: **Sens x-x: Q_x=1**

Sens y-y: Q_y=1

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

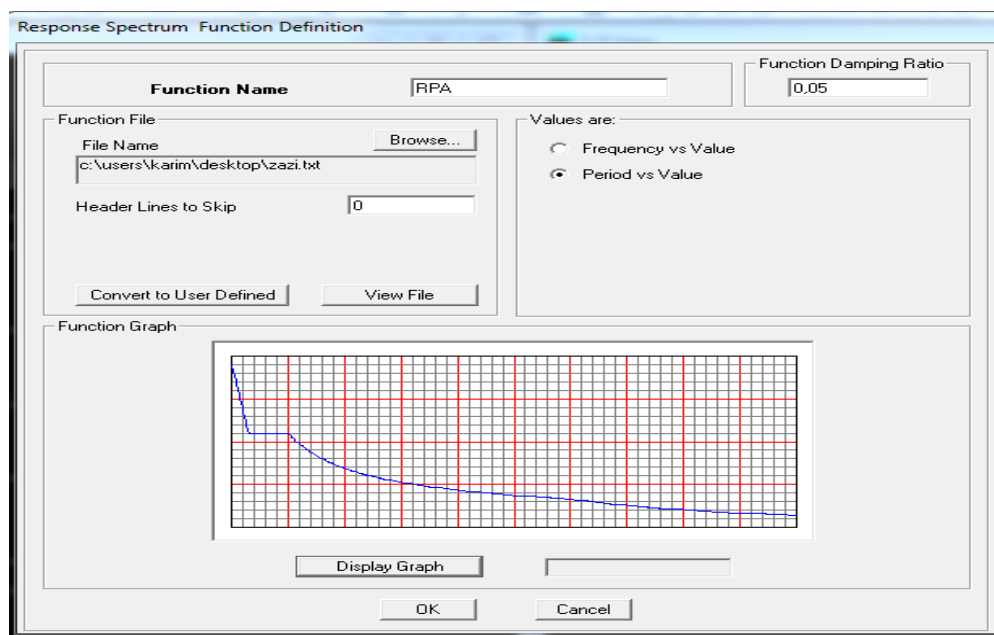


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. Both dialog boxes have the same layout with the following sections:

- Spectrum Case Name:** A text field containing 'EX' on the left and 'EY' on the right.
- Structural and Function Damping:** A section with a 'Damping' field set to '0.05'.
- Modal Combination:** A section with radio buttons for 'CQC' (selected), 'SRSS', 'ABS', and 'GMC'. Below are 'f1' and 'f2' fields.
- Directional Combination:** A section with radio buttons for 'SRSS' (selected), 'ABS', and 'Modified SRSS (Chinese)'. There is also an 'Orthogonal SF' field.
- Input Response Spectra:** A table with columns 'Direction', 'Function', and 'Scale Factor'.

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		
- Excitation angle:** A field set to '0'.
- Eccentricity:** A section with 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to '0' and an 'Override Diaph. Eccen.' button.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Dans la partie **Input responsespectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2) .

IV -5-5- 5ème étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les poutres secondaires, poutrelles et on introduit lechargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign Frame → **Line loadsDistributed**

The image shows a screenshot of the 'Frame Distributed Loads' dialog box. It contains the following sections:

- Load Case Name:** A dropdown menu showing 'DEAD'.
- Units:** A dropdown menu showing 'KN-m'.
- Load Type and Direction:** Radio buttons for 'Forces' (selected) and 'Moments'. A 'Direction' dropdown menu showing 'Gravity'.
- Options:** Radio buttons for 'Add to Existing Loads', 'Replace Existing Loads' (selected), and 'Delete Existing Loads'.
- Trapezoidal Loads:** A table with 4 columns labeled 1, 2, 3, 4.

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.
- Relative Distance from End-I:** Radio buttons for 'Relative Distance from End-I' (selected) and 'Absolute Distance from End-I'.
- Uniform Load:** A section with a 'Load' field set to '0'.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.5.6- 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

❖ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

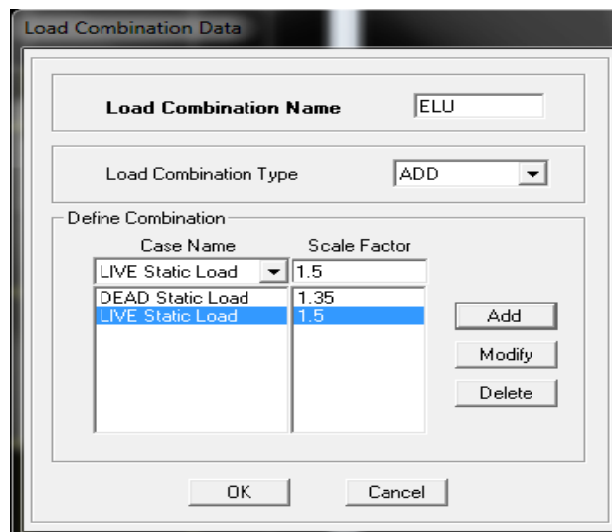
❖ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.5.7. 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

-APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **SOUS SOL** puis on clique sur :

Assign → **Joint point** → **Restraints**

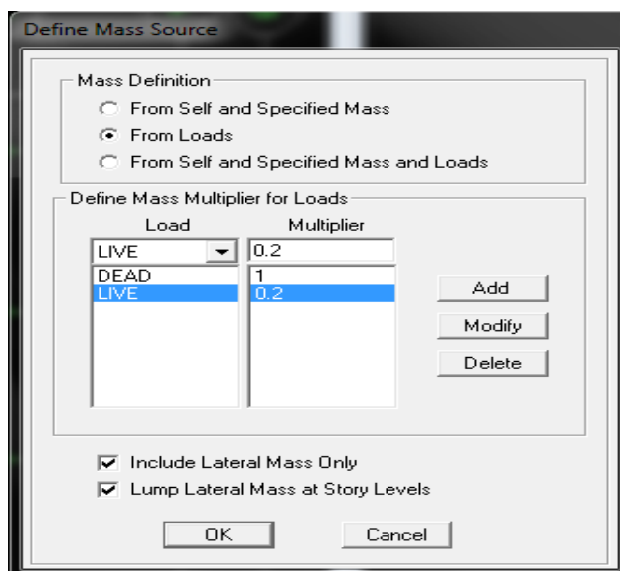


-Mass- Source :

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de 0.2 bâtiment à usage d'habitation.(du Tableau 4.5 de RPA valeurs du coefficient de pondération β)

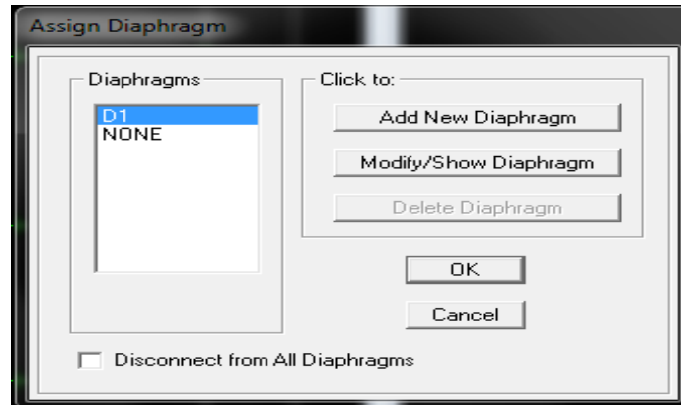


- Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **DiaphragmAdd** → **New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragmon** clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV-5-8- 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats :

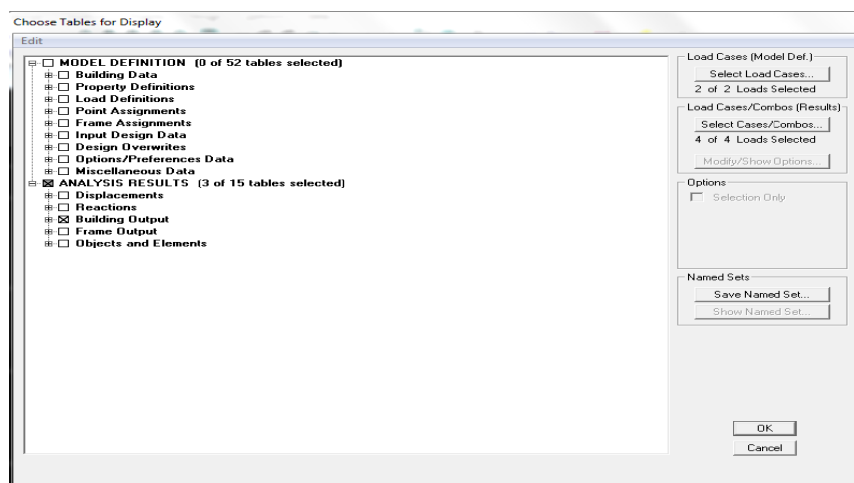
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

Visualisation des résultats :

❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :



On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Disp**



Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —————> **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

-Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

-Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher d'un niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

- Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

- Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Drawon** choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,5123	1,6375
End Point	-5,0784	1,5746

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7,217	1,6061	0,	180,1465

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6,4377	2509,023	226,3688	6,4377	2509,023	225,6668
Moment	31630,086	992,6734	16792,407	31634,226	989,3585	16792,407

Close Refresh

Remarque :

En désélectionnant la case **wallon** aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles

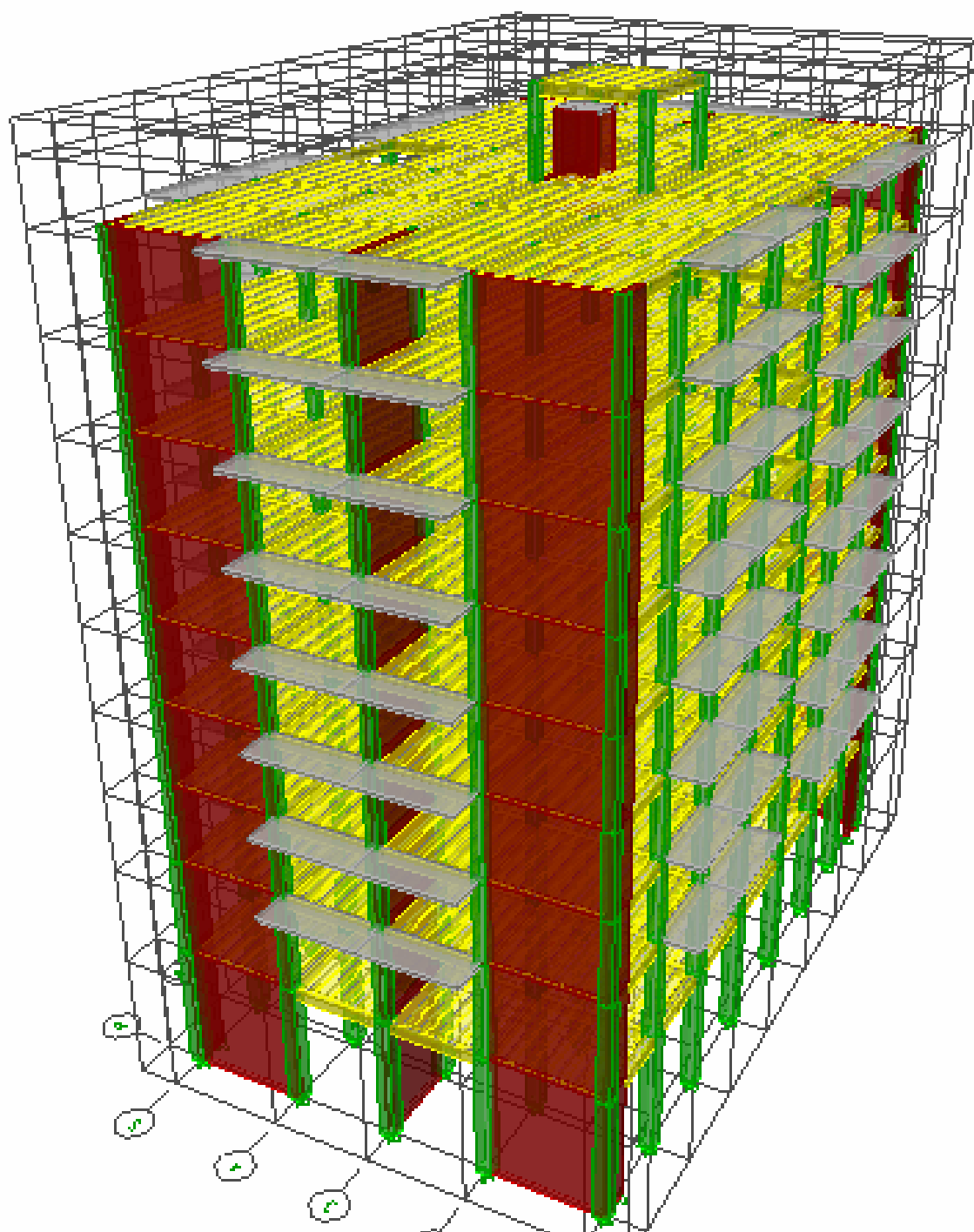


Fig IV.1 Vue en trois dimensions de la structure

Chapitre V

Vérifications aux exigences du RPA

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

VI.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

a- $1.35 G + 1.5 Q$

b- $G + Q \pm E$

c- $0.8G \pm E$

Et seront vérifiées à l'E.L.S en tenant compte des conditions et recommandations du RPA.

VI.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :**2.a. Armatures longitudinales : (art 7.5.2.RPA)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % de toute la section.

- **Poutres principales :** $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :** $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

2.b. Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

En zone nodale et en travée $\Rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right)$

En dehors de la zone nodale $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.Etape de calcul :

3.a. Calcul des armatures longitudinales :

-Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

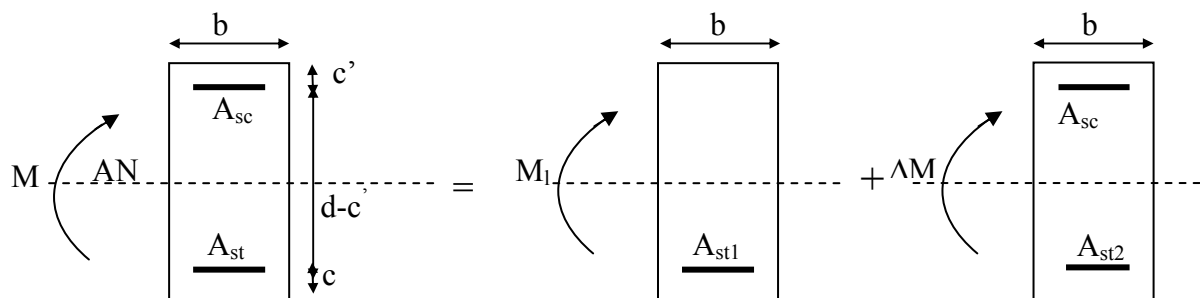
1^{er} cas : Section simplement armée ($A_{sc} = 0$) :

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$\begin{cases} A_{sc} = 0 \\ A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \end{cases} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée



$$\begin{cases} M = M_l + \Delta M \\ M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \\ \Delta M = M - M_l \end{cases}$$

Finalement :

- Armatures comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$
- Armatures tendues : $A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$ b

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillage en travée des poutres principales :

NIV	Comb	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	Aadop(cm ²)
7	ELU	36,856	0.0819	0.979	SSA	3,3	5.25	3HA14	4.62
6	ELU	31,223	0.0694	0.982	SSA	2.8	5.25	3HA14	4.62
5	ELU	30,49	0.0678	0.983	SSA	2.7	5.25	3HA14	4.62
4	ELU	29,627	0.0658	0.983	SSA	2.7	5.25	3HA14	4.62
3	ELU	29,771	0.0662	0.982	SSA	2.7	5.25	3HA14	4.62
2	ELU	29,057	0,0646	0.984	SSA	2.6	5.25	3HA14	4.62
1	ELU	28,783	0,064	0.984	SSA	2.6	5.25	3HA14	4.62
RDC	ELU	31,185	0,0693	0.982	SSA	2,8	5.25	3HA14	4.62
S/sol	ELU	36,302	0,0807	0,979	SSA	3.3	5.25	3HA14	4.62

Ferraillage en appuis des poutres principales :

NIV	Comb	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	Aadop(cm ²)
7	G+Q±E	78.34	0.169	0.956	SSA	7.1	5.25	3HA12+3HA14	8.01
6	G+Q±E	84.05	0.181	0.952	SSA	7.7	5.25	3HA12+3HA14	8.01
5	G+Q±E	82.36	0.175	0.953	SSA	7.5	5.25	3HA12+3HA14	8.01
4	G+Q±E	81.45	0.174	0.954	SSA	7.4	5.25	3HA12+3HA14	8.01
3	G+Q±E	76.88	0.165	0.957	SSA	7	5.25	3HA12+3HA14	8.01
2	G+Q±E	69.91	0.150	0.961	SSA	6.3	5.25	3HA12+3HA14	8.01
1	G+Q±E	63.92	0.137	0.964	SSA	5.8	5.25	3HA12+3HA14	8.01
RDC	G+Q±E	52.56	0.113	0.971	SSA	4.7	5.25	3HA12+3HA14	8.01
S/sol	ELU	43.45	0.094	0.976	SSA	3.9	5.25	3HA12+3HA14	8.01

Ferraillage en travée des poutres secondaires:

NIV	Comb	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	Aadop(cm ²)
7	ELU	28,31	0.061	0.984	SSA	2.5	5.25	3HA14	4.62
6	ELU	27.18	0.058	0.984	SSA	2.4	5.25	3HA14	4.62
5	ELU	24.62	0.053	0.987	SSA	2.2	5.25	3HA14	4.62
4	ELU	22.21	0.048	0.988	SSA	2	5.25	3HA14	4.62
3	ELU	18.5	0.040	0.990	SSA	1.6	5.25	3HA14	4.62
2	ELU	14.21	0.031	0.992	SSA	1.2	5.25	3HA14	4.62
1	ELU	11.12	0.024	0.994	SSA	1	5.25	3HA14	4.62
RDC	ELU	7.35	0.016	0.996	SSA	06	5.25	3HA14	4.62
S/sol	ELU	5.65	0.013	0.997	SSA	0.5	5.25	3HA14	4.62

Ferrailage en appuis des poutres secondaires :

NIV	Comb	Mu (KN. M)	μ	β	Obc	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	Aadop(cm ²)
7	G+Q±E	72.75	0.156	0.959	SSA	6.60	5.25	3HA12+3HA14	8.01
6	G+Q±E	78.97	0.170	0.955	SSA	7.20	5.25	3HA12+3HA14	8.01
5	G+Q±E	79.52	0.171	0.955	SSA	7.25	5.25	3HA12+3HA14	8.01
4	G+Q±E	80.63	0.173	0.954	SSA	7.36	5.25	3HA12+3HA14	8.01
3	G+Q±E	77.15	0.166	0.957	SSA	7.02	5.25	3HA12+3HA14	8.01
2	G+Q±E	71.91	0.155	0.960	SSA	6.53	5.25	3HA12+3HA14	8.01
1	G+Q±E	65.46	0.141	0.963	SSA	5.92	5.25	3HA12+3HA14	8.01
RDC	G+Q±E	53.13	0.114	0.970	SSA	4.77	5.25	3HA12+3HA14	8.01
S/sol	G+Q±E	35.32	0.0762	0.981	SSA	3.14	5.25	3HA12+3HA14	8.01

Vérification de la section minimale et maximale des poutres :

- Poutres principales :**

Aux appuis :

$$A_{min} = 5.25\text{cm}^2 < A = 12.63\text{cm}^2 < A_{max} = 63\text{cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

En travées :

$$A_{min} = 5.25\text{cm}^2 < A = 9.24\text{cm}^2 < A_{max} = 63\text{cm}^2 (\text{condition vérifiée}).$$

- Poutres secondaires:**

Aux appuis :

$$A_{min} = 4.5\text{cm}^2 < A = 12.63\text{cm}^2 < A_{max} = 54\text{cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

En travées :

$$A_{min} = 4.5\text{cm}^2 < A = 9,24\text{cm}^2 < A_{max} = 54\text{cm}^2 (\text{condition vérifiée}).$$

VI .4. Vérifications à l'ELU:

Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres secondaires**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1 / 400 = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1 / 400 = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :

a. Sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq V = 0.267. a. b. f_{c28}$

❖ **Poutre principale :**

$$V_u = 89.8 \text{ KN} < V = 0.267.0.9.33.30.2.5 = 594.74 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

❖ **Poutre secondaire :**

$$V_u = 55.42 \text{ KN} < V = 0.267.0.9.33.30.2.5 = 594.74 \text{ KN (condition vérifiée).}$$

Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad \text{avec : } T_u^{max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{89.8 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.90 \text{ MPa}$

Poutres secondaire: $\tau_u = \frac{55.42 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.56 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 0,90 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Poutres secondaires : $\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$$\sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

-Poutres principales :

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 131.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{89.8 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.8} = 2.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \text{Condition vérifiée}$$

-Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 131.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{55.42 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.8} = 1.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

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

Pour les $\phi 12$: $l_s = 43 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 50 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

-poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 14, 30)$$

-poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 14, 30)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements :**a- Sens principal :**

$$\diamond \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 8,75\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t=8,5\text{cm}$

 $\diamond$ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

b- Sens secondaire :

$$\diamond \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30\text{cm}\right) = 8,5\text{cm}.$$

Soit à prendre $S_t=8,5\text{cm}$.

 $\diamond$ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times$$

$$' = 35 \times 2 = 70\text{ cm}$$

h : hauteur d la poutre

L' : la longueur de la zone nodale.

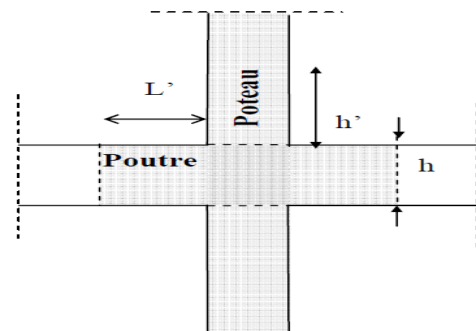


Fig.VI.1: Délimitation de la zone nodale

VI .5.Vérification à l'ELS

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

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

- **Etat limite de résistance du béton:** (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρl	β_1	Kl	σ_s		σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	19.75	4.62	0.46	0.897	33.54	144.41		4,30	15	CV
Au appuis	54,05	8.01	0.81	0.871	23.76	234,76	348	9,88		

- **Poutres secondaires :**

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρl	β_1	Kl	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
En travée	20.54	4,62	0.46	0.897	33.54	150.19		4.47	15	CV
En appuis	28.48	8.01	0.81	0.871	23.76	123.70	348	5,20		

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

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

▪ **Etat limite de déformation :**

Sens longitudinal :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.055 \text{ cm}$

$$f = 0.055 \text{ cm} < F = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

Sens transversal :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.022 \text{ cm}$

$$f = 0.022 \text{ cm} < F = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

VII .1.Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VII .2.Recommandation du RPA 99 modifié 2003 :**1-Armatures longitudinales :**

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- ❖ Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II.
- ❖ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de $(0,8\%bh)$ en zone IIa.

$$\text{Zone 1 : Poteaux } (50 \times 50) : A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 2 : Poteaux } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 3 : Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 4 : Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 5 : Poteaux } (30 \times 30) : A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- ❖ Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(4\%bh)$ en zone courante (zone II)

$$\text{Zone 1 : Poteaux } (50 \times 50) : A_{\min} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

Zone 2 : Poteaux (45 × 45) : $A_{\min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40 × 40) : $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35 × 35) : $A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30 × 30) : $A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

❖ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (50 × 50) : $A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (45 × 45) : $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (40 × 40) : $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (35 × 35) : $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Zone 5 : Poteaux (30 × 30) : $A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

❖ La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

❖ Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisé 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} & \Longrightarrow \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq \min 15 \Phi_L^{\min} & \Longrightarrow \text{En zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \text{ (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

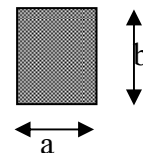
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ **Calcul d'élancement :(élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec : **a** et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

VII .3.Calcul du ferraillage :

➤ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

1^{er} cas Section partiellement comprimée (S.P.C) :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumises; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- la condition suivante doit être vérifiée :

$$(0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} \geq N(d - c') - M_f \rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

• Détermination des armatures :

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

- Calcul du moment réduit :

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

Si : $\mu_f \leq 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée ($A' = 0$)

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée.

et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$

M_f : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :
$$\begin{cases} A'_s = A' ; \\ A_{s_t} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2^{ème} cas section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f > (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

Ferrailage des poteaux :

SECTION (cm ²)	CO MB	SOLLICI- TATIONS	N(KN)	SENS	Mu (KNm)	e _u (cm)	OBS	As (cm ²)	A' (cm ²)	Amin (cm ²)	ferr	A ^{adoptée} (cm ²)
POT 50x50 NIV S/SOL	EL U	N _{max}	1524.8 7	XX	3.786	0.0024	SEC	0	0	20	12HA16	24.12
				YY	0.755	0.00049		0	0			
		N _{min}	950.97	XX	23.544	0.0247		0	0			
				YY	6.218	0.0065		0	0			
		N _{cor}	1102 950.97	XX	29.985	0.027		0	0			
				YY	6.218	0.0065		0	0			
	AC C	N _{max}	1151.33	XX	5.238	0.0045		0	0			
				YY	30.617	0.026		0	0			
		N _{min}	190	XX	12.763	0.067		0	0			
				YY	2.701	0.014		0	0			
		N _{cor}	916.45 479.57	XX	30.092	0.032		0	0			
				YY	37.059	0.077		0	0			
POT 45x45 NIV RDC	EL U	N _{max}	1303.99	XX	9.015	0.0069	SEC	0	0	16.2	10HA16	20.1
				YY	2.398	0.0018		0	0			
		N _{min}	829.75	XX	15.118	0.018		0	0			
				YY	12.152	0.014		0	0			
		N _{cor}	990.44 829.75	XX	32.339	0.032		0	0			
				YY	12.152	0.014		0	0			
	AC C	N _{max}	1008.19	XX	33.45	0.033		0	0			
				YY	3.894	0.0038		0	0			
		N _{min}	155.06	XX	11.457	0.073		0	0			
				YY	4.962	0.032		0	0			
		N _{cor}	638.55 406.21	XX	37.686	0.059		0	0			
				YY	54.696	0.134		0	0			
POT 40x40 NIV 1,2	EL U	N _{max}	1124.48	XX	6.5331	0.0058	SEC	0	0	12.8	8HA16	16.08
				YY	2.431	0.0021		0	0			
		N _{min}	588.51	XX	13.891	0.023		0	0			
				YY	20.427	0.034		0	0			
		N _{cor}	606.51 603.15	XX	16.932	0.027		0	0			
				YY	22.821	0.037		0	0			
	AC C	N _{max}	870.43	XX	16.68	0.019		0	0			
				YY	4.831	0.0055		0	0			
		N _{min}	103.75	XX	15.766	0.151		0	0			
				YY	4.347	0.041		0	0			
		N _{cor}	510.64 587.56	XX	35.296	0.069		0	0			
				YY	71.393	0.121		0	0			

SECTION (cm ²)	COMB	SOLLICI- TATIONS	N(KN)	SENS	Mu (KNm)	e _u (cm)	OBS	As (cm ²)	A' (cm ²)	Amin (cm ²)	ferr	A ^{adoptée} (cm ²)
POT 35x35 NIV 3,4,5	ELU	N _{max}	787.63	XX	7.365	0.0093	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.32
				YY	2.678	0.0034		0	0			
		N _{min}	272.18	XX	13.925	0.051		0	0			
				YY	26.006	0.095		0	0			
		N _{cor}	284.97	XX	16.268	0.057		0	0			
			283.38	YY	30.54	0.107		0	0			
	ACC	N _{max}	609.89	XX	16.968	0.027	SEC	0	0			
				YY	4.832	0.0079		0	0			
		N _{min}	53.95	XX	16.063	0.297	SPC	0	0.66			
				YY	0.007	0.0001	SEC	0	0			
		N _{cor}	341.37	XX	36.431	0.106		0	0			
			144.54	YY	66.901	0.462	SPC	0	4.69			
POT 30x30 NIV 6,7	ELU	N _{max}	316.22	XX	6.515	0.0206	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.04
				YY	6.706	0.021		0	0			
		N _{min}	82.05	XX	14.587	0.1777	SPC	0	0.36			
				YY	23.33	0.284		0	1.39			
		N _{cor}	135.32	XX	17.494	0.129	SEC	0	0			
			90.34	YY	27.216	0.301	SPC	0	1.75			
	ACC	N _{max}	256.71	XX	1.121	0.0043	SEC	0	0			
				YY	13.799	0.053		0	0			
		N _{min}	19.12	XX	1.81	0.00094		0	0			
				YY	1.75	0.0915		0	0			
		N _{cor}	108.11	XX	31.153	0.288	SPC	0	2			
			48.79	YY	50.412	1.033		0	5.29			

VII.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{H_1 f_e} \text{ (Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_L^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}.$$

- **Dans la zone courante:**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18 \text{ cm}.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$\begin{cases} \text{En zone nodale} & S_t = 10 \text{ cm}. \\ \text{En zone courante} & S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

❖ **Poteaux (50x50) :**

Pour le S-Sol:

$$l = 0.7 \times 4.80 = 3.36 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{3.36}{0.50} = 6.72$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

- Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 13.66 \times 1000}{50 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 0.170 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 13.66 \times 1000}{50 \times 400 \times 100} \right) \times 15 = 0.256 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (45x45) :

Pour le RDC :

$$l = 0.7 \times 3.74 = 2.618 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.618}{0.45} = 5.81$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5D \text{ où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 32.12 \times 1000}{45 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 0.446 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 32.12 \times 1000}{45 \times 400 \times 100} \right) \times 15 = 0.669 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (40x40):

Pour le 1 et 2 Etage :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.4} = 5.355$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5d \text{ où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 54.92 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 0.858 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 54.92 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 15 = 1.28 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x35) :

Pour le 3,4 et 5eme Etage :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5d \text{ où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 52.69 \times 1000}{35 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 0.940 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 52.69 \times 1000}{35 \times 400 \times 100} \right) \times 15 = 1.411 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (30x30) :

Pour le 6 et 7ème Etage :

$$l = 0.7 \times 3.06 = 2.142m$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5d \text{ où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 41.12 \times 1000}{30 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 0.856 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 39.47 \times 1000}{30 \times 400 \times 100} \right) \times 15 = 1.285 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en pourcentage est donnée comme suit :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% St b_1$$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

En zone nodale ($St = 10\text{cm}$) :

- Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$.

En zone courante ($St = 15\text{cm}$):

- Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{1}{3} \cdot 16 = 5,33 \text{ mm}.$$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres T8 et des losange T8 pour tous les poteaux.

VII .5.Vérifications à l'ELU :

- **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

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

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi x f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}.$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi x f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}.$$

Pour les HA 16 : $l_s = \frac{\varphi x f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm.}$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les HA12 :

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les HA16 :

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement: (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$

$$\text{Et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\text{Zone : 1,2,3,4 et 5 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$l' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \left\{ 480/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

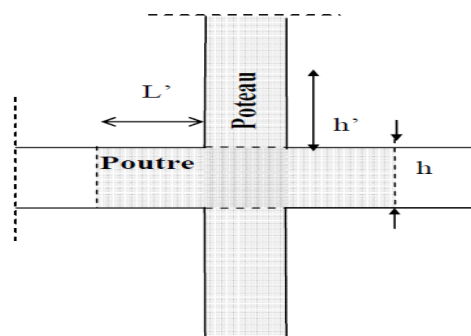
:Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e :Hauteur entre nus des poutres.

$$l' = \max \{ 80, 50, 50, 60 \text{ cm} \}$$

On aura : $\cong 80 \text{ cm}$



FigVII.1: Délimitation de la zone nodale

VII .6.Vérification à l'E.L.S :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Cas d'une section partiellement comprimée ($e_s > \frac{h}{6}$) :**

Pour vérifier les contraintes du béton, on doit calculer : $y_2 = y_1 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

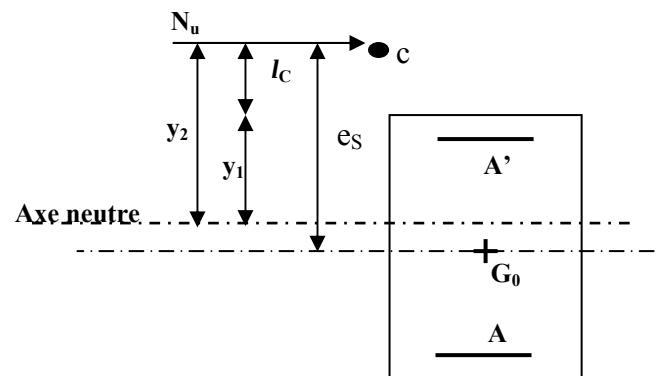
y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3(l_c)^2 - 90A' \frac{(l_c - C')}{b} + 90A \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2(l_c)^3 - 90A' \frac{(l_c - C')^2}{b} - 90A \frac{(d - l_c)^2}{b}$$



Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $U = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = U - \frac{P}{3U}$

Si $\Delta < 0$: l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \alpha \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad y_2^2 = \alpha \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad y_2^3 = \alpha \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) \quad a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$, et on calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b(y_1)^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - C')^2]$$

La contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot N_s \cdot y_2}{I}$$

✓ **Cas d'une section entièrement comprimée ($e_s < \frac{h}{6}$) :**

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A + A')$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A' \left(\frac{h}{2} - C' \right) - A \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A + A')}$$

On calcule le moment d'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A' \left(\frac{h}{2} - C' - X_G \right)^2 + A \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

Remarque : Les calculs sont donnés dans le tableau ci-après.

section	sollicitations	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/6	Nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Observation
Zone 1	Nmax-Mcor	1108.24	2.707	0.0024	0.8	SEC	4.56	4.3	15	condition vérifiée
			0.634	0.00057	0.8	SEC	4.46	4.4	15	condition vérifiée
	Nmin-Mcor	688.99	16.867	0.0244	0.8	SEC	3.57	11.95	15	condition vérifiée
			4.475	0.0064	0.8	SEC	2.97	2.54	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	799.19	21.501	0.026	0.8	SEC	4.23	2.16	15	condition vérifiée
		688.99	4.475	0.0064	0.8	SEC	2.97	2.54	15	condition vérifiée
Zone 2	Nmax-Mcor	948.63	6.475	0.0068	0.623	SEC	5.11	4.26	15	condition vérifiée
			1.733	0.0018	0.623	SEC	4.8	4.57	15	condition vérifiée
	Nmin-Mcor	601.24	11.061	0.0183	0.623	SEC	3.7	2.24	15	condition vérifiée
			8.758	0.0145	0.623	SEC	3.55	2.39	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	719.05	23.301	0.0324	0.623	SEC	5.09	2.02	15	condition vérifiée
		930.89	1.381	0.0014	0.623	SEC	4.69	4.51	15	condition vérifiée
Zone 3	Nmax-Mcor	817.85	4.73	0.0057	0.51	SEC	5.55	4.67	15	condition vérifiée
			1.766	0.0021	0.51	SEC	5.28	4.95	15	condition vérifiée
	Nmin-Mcor	426.38	10.22	0.0239	0.51	SEC	3.62	1.71	15	condition vérifiée
			14.73	0.0345	0.51	SEC	4.05	1.28	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	439.65 437.22	12.441	0.0282	0.51	SEC	3.91	4.58	15	condition vérifiée
			16.456	0.0376	0.51	SEC	4.28	1.19	15	condition vérifiée

section	sollicitations	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/6	Nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Observation
Zone 4	Nmax-Mcor	573.03	5.315	0.0092	0.51	SEC	5.42	3.93	15	condition vérifiée
			1.959	0.0034	0.51	SEC	4.95	4.4	15	condition vérifiée
	Nmin-Mcor	197.18	10.256	0.0520	0.51	SEC	3.04	0.17	15	condition vérifiée
			9.762	0.0495	0.51	SEC	2.98	0.24	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	206.62	11.976	0.0579	0.51	SEC	3.36	0.01	15	condition vérifiée
		205.48	10.032	0.0488	0.51	SEC	3.08	0.27	15	condition vérifiée
Zone 5	Nmax-Mcor	230.81	4.724	0.0204	0.51	SEC	3.61	1.51	15	condition vérifiée
			4.847	0.0209	0.51	SEC	3.64	1.49	15	condition vérifiée
	Nmin-Mcor	59.52	10.829	0.181	0.51	SEC	7.46	0	15	condition vérifiée
			16.839	0.2829	0.51	SEC	8.1	0	15	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	98.27	12.938	0.1316	0.51	SEC	5.25	0	15	condition vérifiée
		65.66	19.642	0.2991	0.51	SEC	8.76	0	15	condition vérifiée

- ✓ **Condition de non fragilité pour les poteaux :** (Art A.4.2.1/BAEL91 modifiée 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (50x50) :

$$A_s = 24,12 \geq A_{\text{min}} = 0,23 \frac{50 \times 47 \times 2,1}{400} \left(\frac{0,026 - 0,455.47}{0,026 - 0,185.47} \right) = 6.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteaux (45x45) :

$$A_s = 20.1 \geq A_{\text{min}} = 0,23 \frac{45 \times 42 \times 2,1}{400} \left(\frac{0,032 - 0,455.42}{0,032 - 0,185.42} \right) = 5.62 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteaux (40x40) :

$$A_s = 16.08 \geq A_{\text{min}} = 0,23 \frac{40 \times 37 \times 2,1}{400} \left(\frac{0,037 - 0,455.37}{0,037 - 0,185.37} \right) = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteaux (35x35) :

$$A_s = 12.32 \geq A_{\text{min}} = 0,23 \frac{35 \times 32 \times 2,1}{400} \left(\frac{0,107 - 0,455.32}{0,107 - 0,185.32} \right) = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteaux (30x30) :

$$A_s = 9.04 \geq A_{min} = 0.23 \frac{30 \times 27 \times 2.1}{400} \left(\frac{0.299 - 0.455.27}{0.299 - 0.185.27} \right) = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Aucune vérification à effectuer, car la fissuration est non préjudiciable.

VIII .1. Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : S-SOL,RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.

VIII .2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

VIII .3. Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII .3. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}}/2$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

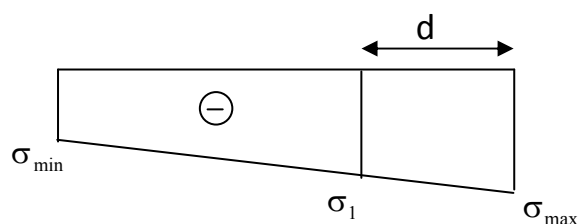
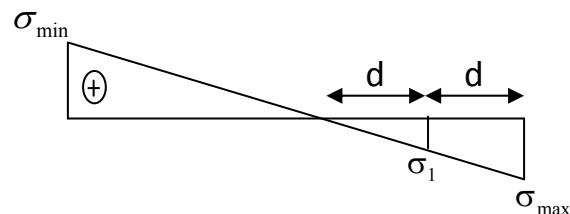
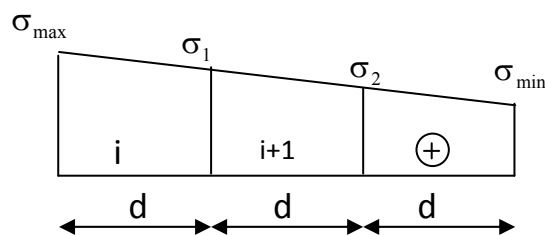
- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VIII .4. Détermination des armatures :**VIII .4.1. Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) .

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

VIII .4.2. Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

VIII .4.3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII .4.4.Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII .4.5.Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII .4.6.Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

VIII .4.7.Dispositions constructives :**➤ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

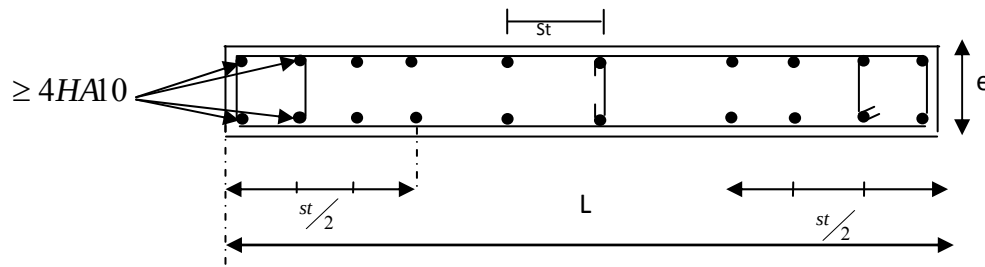


Fig VIII .1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :(Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

VIII .5.Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VIII .6.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles transversaux Vt1 de la zone 1 :

$$L = 3.7 \text{ m}, e = 25 \text{ cm}$$

$$B = 0.925 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4226.39 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 0.8G + Ey$$

$$\sigma_{\min} = -6509 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow GQ + Ex$$

$L_c = 1.46 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L - L_c = 2.24 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min (2.4; 0.97)$$

$$\text{Soit } d_1 = 0.97 \text{ m et } d_2 = 1.27 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \left(L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\max}}{L_t} = 2396.885 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 803.980 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 381.183 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 20.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 10.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left(0.005 B, \frac{0.23 B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que $B = d \times e$

$$A_{1\min} = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} = 16.70 \text{ cm}^2$$

Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 702.42 \times 10}{400} = 27.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 27.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 32.37 + \frac{27.04}{4} = 26.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.79 + \frac{27.04}{4} = 17.24 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : $18\text{HA}16 = 36.18 \text{ cm}^2/d_1$ soit: 9HA16 /nappe avec espacement de 10 cm

2^{ème} bande : $10\text{HA}16 = 20.1 \text{ cm}^2/d_2$ soit: 5HA16/nappe avec espacement de 20 cm

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_{v \text{ adopté}}}{4} = 9.045 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 13.875 \text{ cm}^2$$

Soit : $14\text{HA}14 = 21.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{- BAEI 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{702.42 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3.5 \times 10^3} = 0.844 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.844 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 702.42 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3.5 \times 10^3} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.18 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2623.61}{0.925 \times 10^4 + 15 \times 49.7 \times 2 \times 10^2} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Le ferrailage des voiles est résumé sous forme de tableaux

		Zone					
		Zone I		Zone II		Zone III	
		$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]
VT1- VT4	σ [KN/m ²]	4226.39	-6509	2314.91	-3307.17	2774.4	-3289.31
	Comb	0.8GEy	GQEx	0.8GEy	GQEy	GQEy	GQEx
VT5- VT6	σ [KN/m ²]	1366.03	-4460.12	576.12	-2529.84	1026.11	-1848.2
	Comb	0.8GEy	GQEx	0.8GEy	ELU	0.8GEx	ELU
VL1- VL2	σ [KN/m ²]	3400.01	-6670.72	2281.58	-4054.87	3144.88	-3400.66
	Comb	0.8GEx	GQEy	0.8GEy	GQEy	0.8GEy	GQEy
VL3	σ [KN/m ²]	3783.85	-7063.76	809.53	-3257.87	288.79	-1567.97
	Comb	0.8GEx	GQEx	0.8GEx	GQEx	0.8GEx	GQEx
VL4- VL7	σ [KN/m ²]	3491.22	-5843.6	1308.41	-3074.68	909.92	-1361.99
	Comb	0.8GEy	GQEy	0.8GEy	GQEy	GQEy	GQEx
VL8	σ [KN/m ²]	604.94	-443.9				
	Comb	GQEx	0.8GEx				

Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT2, VT3 et VT4) :

Voile VT1, VT2, VT3 et VT4				
Caractéristiques Géométriques	Voile	ZoneI	ZoneII	ZoneII
	L (m)	3.7	3.7	3.7
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m2)	0.925	0.925	0.925
Solicitatin de calcul	I (m4)	1.05527	1.055271	1.055271
	Vu (KN)	702.42	540.09	324.6
	T (KN)	983.388	756.126	454.44
	$\sigma_{\max}$ (KN/m2)	4226.39	2314.91	2774.4
	$\sigma_{\min}$ (KN/m2)	-6509	-3307.17	-3289.31
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.46	1.52	1.69
	Lt (m)	2.24	2.18	2.01
	d1 (m)	0.97	1.02	1.13
	d2 (m)	1.27	1.16	0.88
	σ_1 (KN/m2)	2396.885	1234.670	1214.337
	σ_2 (KN/m2)	873.813	220.623	-409.890
	N1 (KN)	803.980	450.645	562.712
	N2 (KN)	381.183	179.159	133.348
Armatures de coutures	Avj (cm2)	27.04	20.79	12.50
Armatures verticales	Av1	20.10	11.27	14.07
	Av2	10.48	4.93	3.67
	A1=Av1+Avj/4	26.86	16.46	17.19
	A2=Av2+Avj/4	17.24	10.13	6.79
	Av1 min/Bande1 (cm2)	12.75	13.33	14.81
	Av2 min/Bande2 (cm2)	16.70	15.24	10.55
	A. Bande1	2x9HA16	2x9HA14	2x9HA12
	A. Bande2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA12
	A1 adopté (cm2)	36.18	27.72	20.34
	A2 adopté (cm2)	20.1	15.4	11.3
	Espacement Bande1	10	10	10
	Espacement Bande2	20	20	20
Armature horizontales (e=15cm)	Ah BAEL/nappe (cm2)	9.045	6.93	5.085
	Ah min =0.0015*B(cm2)/bande	13.875	13.875	13.875
	Ah retenue/nappe (cm2)	7HA14	7HA12	7HA12
Armatures transversales	A transversale (cm2)	4 Epingles HA8/m²		
Contraintes de cisaillements	$\tau_u = 4\text{MPa}$	0.844	0.649	0.390
	$\tau_b = 5\text{Mpa}$	1.18	0.91	0.55
Contraintes à l'ELS	Ns (KN)	2099.88	1341.17	662.11
	$\sigma_b = 15\text{MPa}$	2.03	1.33	0.67

Ferrailage des voiles transversaux (Vt5, Vt6) :

Voile VT5 et VT6				
Caractéristiques Géométriques	Voile	ZoneI	ZoneII	ZoneII
	L (m)	1.3	1.3	1.3
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m2)	0.325	0.325	0.325
Solicitation de calcul	I (m4)	0.04577	0.045771	0.045771
	Vu (KN)	70.28	43.63	48.14
	T (KN)	98.392	61.082	67.396
	σ_{max} (KN/m2)	1366.03	576.12	1026.11
	σ_{min} (KN/m2)	-4460.12	-2529.84	-1848.2
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0.30	0.24	0.46
	Lt (m)	1.00	1.06	0.84
	d1 (m)	0.20	0.16	0.31
	d2 (m)	0.79	0.90	0.53
	σ_1 (KN/m2)	1087.108	488.654	646.316
	σ_2 (KN/m2)	2638.747	1761.680	480.053
	N1 (KN)	62.311	21.396	64.680
	N2 (KN)	107.623	54.858	42.537
Armatures de coutures	A _{vj} (cm2)	2.71	1.68	1.85
Armatures verticales	A _{v1}	1.56	0.53	1.62
	A _{v2}	2.96	1.51	1.17
	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	2.23	0.95	2.08
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.64	1.93	1.63
	A _{v1 min/Bande1} (cm2)	2.67	2.11	4.06
	A _{v2 min/Bande2} (cm2)	10.39	11.79	10.55
	A. Bande1	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA14
	A. Bande2	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
	A1 adopté (cm2)	6.16	4.52	4.52
	A2 adopté (cm2)	12.32	12.32	12.32
	Espacement Bande1	10	10	10
	Espacement Bande2	20	20	20
Armature horizontales (e=15cm)	A _h BAEL/nappe (cm2)	1.54	1.13	1.13
	A _{h min} =0.0015*B(cm2)/bande	4.875	4.875	4.875
	A _h retenue/nappe (cm2)	7HA12	7HA10	7HA10
Armatures transversales	A transversale (cm2)	4 Epingles HA8/m²		
Contraintes de cisaillements	$\tau_u = 4\text{MPa}$	0.068	0.149	0.165
	$\tau_b = 5\text{MPa}$	0.34	0.21	0.23
Contraintes à l'ELS	N _s (KN)	641.32	474.56	266.97
	$\sigma_b = 15\text{MPa}$	1.87	1.40	0.79

Ferrailage des voiles transversaux (VL1, VL2) :

Voile VL1, VL2				
Caractéristiques Géométriques	Voile	ZoneI	ZoneII	ZoneII
	L (m)	2.95	2.95	2.95
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m2)	0.7375	0.7375	0.7375
Solicitatin de calcul	I (m4)	0.53484	0.534841	0.534841
	Vu (KN)	597.44	329.45	190.01
	T (KN)	836.416	461.23	266.014
	σ_{max} (KN/m2)	3400.01	2281.58	3144.98
	σ_{min} (KN/m2)	-6670.72	-4054.87	-3400.66
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.00	1.06	1.42
	Lt (m)	1.95	1.89	1.53
	d1 (m)	0.66	0.71	0.94
	d2 (m)	1.29	1.18	0.59
	σ_1 (KN/m2)	2244.706	1425.719	1205.964
	σ_2 (KN/m2)	2137.373	1012.763	-792.647
	N1 (KN)	468.492	328.162	513.914
	N2 (KN)	361.978	210.230	88.592
Armatures de coutures	A _{vj} (cm2)	23.00	12.68	7.32
Armatures verticales	A _{v1}	11.71	8.20	12.85
	A _{v2}	9.95	5.78	2.44
	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17.46	11.38	15.38
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10.17	8.95	4.27
	A _{v1 min/Bande1} (cm2)	8.71	9.29	12.40
	A _{v2 min/Bande2} (cm2)	16.93	15.21	10.55
	A. Bande1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14
	A. Bande2	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
	A1 adopté (cm2)	20.1	15.4	15.4
	A2 adopté (cm2)	18.48	15.4	13.56
	Espacement Bande1	12	12	12
	Espacement Bande2	12	12	12
Armature horizontales (e=15cm)	A _h BAEL/nappe (cm2)	5.025	3.85	3.85
	A _{h min} =0.0015*B(cm2)/bande	11.0625	11.0625	11.0625
	A _h retenue/nappe (cm2)	7HA14	7HA12	7HA12
Armatures transversales	A transversale (cm2)	4 Epingles HA8/m²		
Contraintes de cisaillements	$\tau_u = 4\text{MPa}$	0.068	0.496	0.286
	$\tau_b = 5\text{MPa}$	1.26	0.69	0.40
Contraintes à l'ELS	N _s (KN)	2623.61	1718.42	857.9
	$\sigma_b = 15\text{MPa}$	3.29	2.19	1.09

Ferrailage des voiles transversaux (VL3) :

Voile VL3				
Caractéristiques Géométriques	Voile	ZoneI	ZoneII	ZoneII
	L (m)	3.5	3.5	3.5
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m2)	0.875	0.875	0.875
Solicitatin de calcul	I (m4)	0.89323	0.893229	0.893229
	Vu (KN)	766.9	496.07	253.27
	T (KN)	1073.66	694.498	354.578
	σ_{max} (KN/m2)	3783.85	809.53	288.79
	σ_{min} (KN/m2)	-7063.76	-3257.87	-1567.97
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1.22	0.70	0.54
	Lt (m)	2.28	2.80	2.96
	d1 (m)	0.71	0.68	0.67
	d2 (m)	1.57	2.12	2.29
	σ_1 (KN/m2)	2605.098	613.168	223.325
	σ_2 (KN/m2)	2662.730	1677.395	857.096
	N1 (KN)	567.019	120.929	42.890
	N2 (KN)	510.969	162.750	63.805
Armatures de coutures	Avj (cm2)	29.53	19.10	9.75
Armatures verticales	Av1	14.18	3.02	1.07
	Av2	14.05	4.48	1.75
	A1=Av1+Avj/4	21.56	7.80	15.48
	A2=Av2+Avj/4	19.17	9.25	4.19
	Av1 min/Bande1 (cm2)	9.32	8.93	8.79
	Av2 min/Bande2 (cm2)	18.59	15.21	10.55
	A. Bande1	2x7HA16	2x7HA14	2x7HA12
	A. Bande2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA10
	A1 adopté (cm2)	28.14	21.56	15.82
	A2 adopté (cm2)	20.1	15.4	11.3
	Espacement Bande1	10	10	10
	Espacement Bande2	15	15	15
Armature horizontales (e=15cm)	Ah BAEL/nappe (cm2)	7.035	5.39	3.955
	Ah min =0.0015*B(cm2)/bande	13.125	13.125	13.125
	Ah retenue/nappe (cm2)	7HA14	7HA12	7HA12
Armatures transversales	A transversale (cm2)	4 Epingles HA8/m²		
Contraintes de cisaillements	$\tau_u = 4 \text{ MPa}$	0.068	0.630	0.322
	$\tau_b = 5 \text{ MPa}$	1.36	0.88	0.45
Contraintes à l'ELS	Ns (KN)	2840.77	1837.69	972.64
	$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$	2.96	1.96	1.05

Ferrailage des voiles transversaux (VL4, VL5, VL6,VL7) :

Voile VL4 et VL5, VL6 et VL7				
Caractéristiques Géométriques	Voile	ZoneI	ZoneII	ZoneII
	L (m)	0.85	0.85	0.85
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.2125	0.2125	0.2125
Solicitatin de calcul	I (m ⁴)	0.01279	0.012794	0.012794
	Vu (KN)	79.28	69.83	59.97
	T (KN)	110.992	97.762	83.958
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	3491.22	1308.41	909.92
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	-5843.6	-3074.68	-1361.99
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0.32	0.25	0.34
	Lt (m)	0.53	0.60	0.51
	d1 (m)	0.21	0.17	0.23
	d2 (m)	0.32	0.43	0.28
	σ_1 (KN/m ²)	2100.683	937.220	504.653
	σ_2 (KN/m ²)	1188.640	1330.133	148.763
	N1 (KN)	148.139	47.483	40.131
	N2 (KN)	84.071	50.037	17.828
Armatures de coutures	A _{vj} (cm ²)	3.05	2.69	2.31
Armatures verticales	A _{v1}	3.70	1.19	1.00
	A _{v2}	2.31	1.38	0.49
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	4.47	1.86	1.58
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	3.08	2.05	1.07
	A _{v1 min} /Bande1 (cm ²)	2.78	2.22	2.98
	A _{v2 min} /Bande2 (cm ²)	4.20	5.61	3.05
	A. Bande1	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA12
	A. Bande2	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA12
	A ₁ adopté (cm ²)	6.16	6.16	4.52
	A ₂ adopté (cm ²)	6.16	6.16	4.52
	Espacement Bande1	10	10	10
	Espacement Bande2	15	15	15
Armature horizontales (e=20cm)	Ah BAEL/nappe (cm ²)	1.54	1.54	1.13
	Ah min =0.0015*B(cm ²)/bande	3.1875	3.1875	3.1875
	Ah retenue/nappe (cm ²)	5HA12	5HA10	5HA10
Armatures transversales	A transversale (cm ²)	4 Epingles HA8/m²		
Contraintes de cisaillements	$\tau_u = 4\text{MPa}$	0.068	0.365	0.314
	$\tau_b = 5\text{Mpa}$	0.58	0.51	0.44
Contraintes à l'ELS	Ns (KN)	356.89	261.82	137.77
	$\sigma_b = 15\text{MPa}$	1.55	1.13	0.61

Ferrailage des voiles transversaux (VL8):

Voile VL8		
Caractéristiques Géométriques	Voile	ZoneI
	L (m)	1
	e (m)	0.25
	B (m2)	0.25
Solicitation de calcul	I (m4)	0.02083
	Vu (KN)	32.3
	T (KN)	45.22
	σ_{max} (KN/m2)	604.94
	σ_{min} (KN/m2)	-443.9
	Nature de la section	SPC
	Lc (m)	0.58
	Lt (m)	0.42
	d1 (m)	0.38
	d2 (m)	0.04
	σ_1 (KN/m2)	55.338
	σ_2 (KN/m2)	-362.687
	N1 (KN)	31.736
	N2 (KN)	0.268
Armatures de coutures	Avj (cm2)	1.24
Armatures verticales	Av1	0.79
	Av2	0.01
	A1=Av1+Avj/4	1.10
	A2=Av2+Avj/4	0.32
	Av1 min/Bande1 (cm2)	5.05
	Av2 min/Bande2 (cm2)	0.51
	A. Bande1	2x6HA12
	A. Bande2	2x1HA10
	A1 adopté (cm2)	6.78
	A2 adopté (cm2)	0.78
	Espacement Bande1	12
	Espacement Bande2	0.4
Armature horizontales (e=25cm)	Ah BAEL/nappe (cm2)	1.695
	Ah min =0.0015*B(cm2)/bande	3.75
	Ah retenue/nappe (cm2)	4HA10
Armatures transversales	A transversale (cm2)	4 Epingles HA8/m²
Contraintes de cisaillements	$\tau_u = 4\text{MPa}$	0.068
	$\tau_b = 5\text{Mpa}$	0.20
Contraintes à l'ELS	Ns (KN)	15.3
	$\sigma_b = 15\text{MPa}$	0.06

IX.1. 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.
- 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 extérieures, 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 assez profond (pieux, puits).

IX.2. Étude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3. Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

IX.4. Dimensionnement :**a) Semelle isolée :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{ser\max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

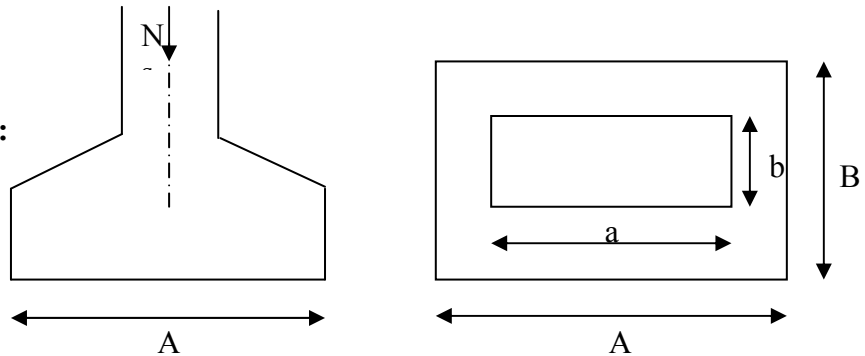


Fig: IX .1 : Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 1108,24 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1108,24}{200}} = 2,35 \text{ m}$$

Soit : B= 2,40m

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :**1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	1313	3,25	2,10	6,825
V _{L2}	1313	3,25	2,10	6,825
V _{L3}	1420,38	3,8	2	7,6
V _{L4}	1241,10	1	6,2	6,2
V _{L5}	1241,10	1	6,2	6,2
V _{L6}	1223,73	1	6,2	6,2
V _{L7}	1223,73	1	6,2	6,2
Somme				46,05

Tableau IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

➤ **Sens transversal :**

Voile	N _s (tonf)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	1223,73	4	1,6	6,4
V _{T2}	1223,73	4	1,6	6,4
V _{T3}	1241,10	4	1,6	6,4
V _{T4}	1241,10	4	1,6	6,4
V _{T5}	320,85	1,3	1,3	1,7
V _{T6}	320,85	1,3	1,3	1,7
Somme				29

Tableau IX .2: Surface de la semelle filante sous voiles transversal

$$S_v = \sum S_i = 75,05 \text{ m}^2 \gg$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. 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.

- **Etapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e > \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$e \leq \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{l} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{l} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{l} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{l} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- **Exemple de calcul :**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique C).

Charges transmises par le portique :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	1020,49	-7,5	-7653,67	-10,35
2	1107,19	-3,5	-3875,16	2,81
3	912,72	0	0	0,543
4	1108,24	3,5	3878,84	-2,70
5	1018,61	7,5	7639,57	10,467
Σ	5197,25		-10,42	0,77

Tableau IX.3 : Détermination de la résultante des charges

1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$R = \sum N_i = 5197,25 \text{ KN}$$

2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \Rightarrow e = -1,85 \times 10^{-3} \text{ m}$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

On a :

$$e = 1,85 \times 10^{-3} \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{l} \times \left(1 - \frac{6e}{l}\right) = \frac{5197,25}{15} \times \left(1 - \frac{6 \times (1,85 \times 10^{-3})}{15}\right) = 346,22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{R}{l} \times \left(1 + \frac{6e}{l}\right) = \frac{5197,25}{15} \times \left(1 + \frac{6 \times (1,85 \times 10^{-3})}{15}\right) = 346,73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{l} \times \left(1 + \frac{3e}{l}\right) = \frac{5197,25}{15} \times \left(1 + \frac{3 \times (1,85 \times 10^{-3})}{15}\right) = 346,61 \text{ KN/m}^2$$

3) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{346,61}{200} = 1,73 \text{ m}$$

On prend $B = 1,80 \text{ m}$

On aura donc, $S = B \times l = 1,8 \times 15 = 27 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$\text{Avec : } S_t = (27 \times 8) + 75,05 = 291,05 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 371,47 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{291,05}{371,47} = 0,783$$

La surface totale des semelles représente 78% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

IX.5. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

IX.5.1. Pré-dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

c) Selon la condition forfaitaire :**a) Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: distance entre deux voiles successifs ($L_{\max} = 400 \text{ cm}$) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 50 \text{ cm}$.

b) Sous poteaux :**Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 50 \text{ cm}$

Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 50 \text{ cm}$

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

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 (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,77 \text{ m} \quad \text{Soit } h = 100 \text{ cm}$$

La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100, \quad 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 60 \text{ cm}$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_{\text{ner}} = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_{\text{dalle}} = 50 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_{\text{ner}} = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

d) Détermination de la surface nécessaire du radier :**❖ Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charges permanentes $G = 36788,57 \text{ KN}$

Charges d'exploitation $Q = 6797,58 \text{ KN}$

❖ Combinaisons d'actions :

$$L'ELU : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 59860,93 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 43586,15 \text{ KN}$$

❖ **La surface nécessaire du radier :**L'ELU :

$$S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{59860,93}{1.33 \times 200} = 225,04 m^2$$

L'ELS :

$$S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{43586,15}{200} = 217,93 m^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}^u; S_{rad}^s) = 225,04 m^2$$

$$S_{bat}=371,47m^2 > S_{nrad}=225,04m^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 cm\right) = 50 cm$$

On ajoute au radier un débord de **L_{deb} = 100cm** dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 466,5 m^2$$

e) Détermination des efforts à la base du radier :❖ **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :** $G_{bat} = 36788,57 \text{ KN}$

- **Poids du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (466,5 \times 0,50) \times 25 = 5831,25 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,6 \times (1 - 0,5) \times 17,6 \times 8) + (0,6 \times (1 - 0,5) \times 26,5 \times 5)] \times 25$$

$$P_n = 2049,75 \text{ KN}$$

Poids de T.V.O: $P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b$

Avec : $S_{nerv} = (0,6 \times 17,6 \times 8) + (0,6 \times 26,5 \times 5) = 163,98 m^2$

$$P_{T.V.O} = [(466,5 - 163,98) \times (1 - 0,6)] \times 17 = 2057,13 \text{ KN}.$$

Poids de la dalle flottante libre : $P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_b$

$$P_{df} = (466,5 - 163,98) \times 0,1 \times 25 = 756,3 \text{ KN}. (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$G_{rad} = 5831,25 + 2049,75 + 2057,13 + 756,3 = 10694,43 \text{ KN}$$

❖ Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment : $Q_{bat} = 6797,58 \text{ KN}$

Surcharges du radier : $Q_{rad} = 2,5 \times 466,5 = 1166,25 \text{ KN}$

❖ Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 10694,43 + 36788,57 = 47483 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 1166,25 + 6797,58 = 7963,83 \text{ KN}$

❖ Combinaisons d'action :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 76047,79 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 55446,83 \text{ KN}$

❖ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

o Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,25 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,8 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

o Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{26,5 \times 17,6^3}{12} = 12039,33 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,6 \times 26,5^3}{12} = 27294,11 \text{ m}^4.$$

IX.5.2. Vérifications :

✓ Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{76047,79 \times 1}{466,5} \times \frac{4}{2} = 326,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{326,03 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

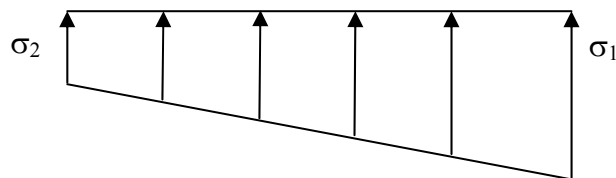


Fig. IX.2: Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 76047,79 \text{ KN} \quad , N_s = 55446,83 \text{ KN}$$

Sens longitudinal

$$\underline{\text{A l'ELU}} \quad M_x = 50777,623 + (28807,09 \times 1) = 79584,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76047,79}{466,5} + \frac{79584,71}{27294,11} \times 13,25 = 201,65 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76047,79}{466,5} - \frac{79584,71}{27294,11} \times 13,25 = 124,38 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 201,65 + 124,38}{4} = 182,33 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} \quad N_s = 55446,83 \text{ KN} ; M_x = 79584,71 \text{ KN .m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55446,83}{466,5} + \frac{79584,71}{27294,11} \times 13,25 = 157,5 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55446,83}{466,5} - \frac{79584,71}{27294,11} \times 13,25 = 80,22 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 157,5 + 80,22}{4} = 138,18 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$A \text{ l'ELU } M_y = 46231,39 + 16483,66 \times 1 = 62715,05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76047,79}{466,5} + \frac{62715,05}{12039,33} \times 8,8 = 208,85 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76047,79}{466,5} - \frac{62715,05}{12039,33} \times 8,8 = 117,17 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 208,85 + 117,17}{4} = 185,93 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A \text{ l'ELS } N_s = 55446,83 \text{ KN} ; M_y = 62715,05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55446,83}{466,5} + \frac{62715,05}{12039,33} \times 8,8 = 164,7 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55446,83}{466,5} - \frac{62715,05}{12039,33} \times 8,8 = 73,01 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 164,7 + 73,01}{4} = 141,78 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

✓ **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).

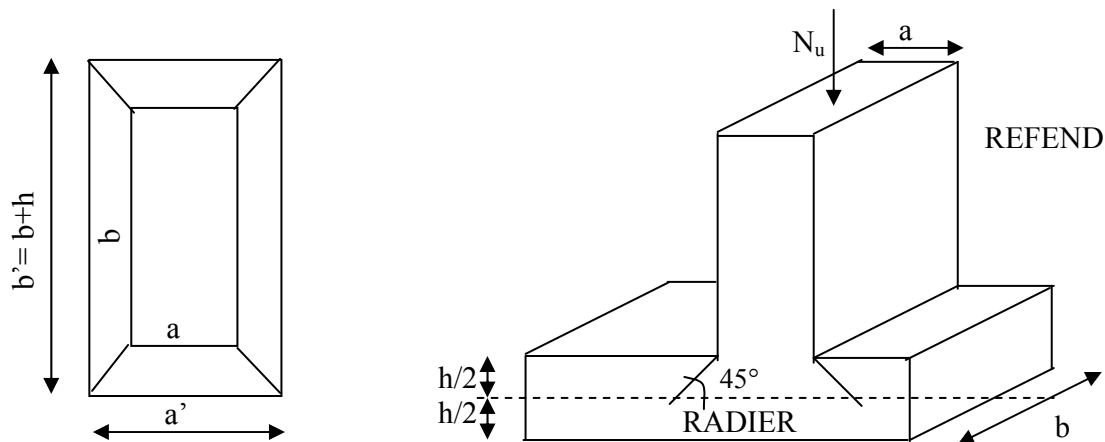


Fig. IX.3: Périimètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

-Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6m$$

$$N_u = 1524,87KN.$$

$$N_u = 1524,87 < 0,045 \times 6 \times 25000 = 6750KN \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,25 + 1 + 2 \times 1) = 6,5 m$$

$$N_u = 1943,07KN$$

$$N_u = 1943,07 < 0,045 \times 1 \times 6,5 \times 2500 = 7312,5KN \dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.5. 3.Ferraillage du radier :

Le ferraillage 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 ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

a) Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{ème} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque: Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

b) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{4} = 0.95$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1,35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 185,93 - 1,35 \times \frac{10694,43}{466,5} = 154,98 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 141,78 - \frac{10694,43}{466,5} = 110,83 \text{ KN/m}^2$$

c) Calcul à l'ELU :

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu=0 ; \rho=0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0486 \times 153,98 \times 3.8^2 = 108,06 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,888 \times 108,06 = 95,95 \text{ KNm} \end{cases}$$

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 suivants :

0.75 : pour les moments en travées,

0.5 : pour les moments sur appuis.

Moments sur appuis :

$$\begin{cases} M_x = 0.5 \times 108,06 = 54,03 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.5 \times 95,95 = 47,97 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x = 0.75 \times 108,06 = 81,04 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.75 \times 95,95 = 71,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2-Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{54,03 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{54,03 \times 10^3}{0.991 \times 47 \times 348} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA } 14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad . \text{avec..} St = 16 \text{ cm}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{81,04 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{81,04 \times 10^3}{0.985 \times 45 \times 348} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA } 14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad . \text{avec..} St = 16 \text{ cm}$$

3-Ferraillage longitudinal suivant le sens y-y :✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{47,97 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.02 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{47,96 \times 10^3}{0,990 \times 45 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 14/ml = 9,23 cm²/ml . avec . St = 16cm

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{71,96 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71,96 \times 10^3}{0,987 \times 45 \times 348} = 4,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 14/ml = 9,23 cm²/ml . avec . St = 16cm

4-Vérification à l'état limite ultime :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 50 \times \frac{3-0,95}{2} = 4,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x:

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

$$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens y-y:

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

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$$

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

IX.5. 4.Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

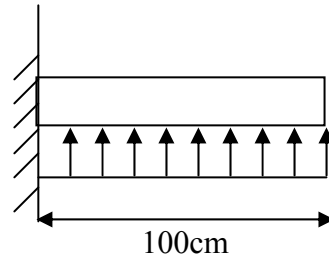


Fig. IX.4: Schéma statique du débord

Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = 154,98\text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-154,98 \times 1^2}{2} = -77,49\text{KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = 110,83\text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-110,83 \times 1^2}{2} = -55,415\text{KN.m}$$

Calcul des armatures a l'ELU :**a) Armatures principales :**

$b = 1\text{ m}$; $d = 45\text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{77,49 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,49 \times 10^3}{0,985 \times 45 \times 348} = 5,02\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6,78\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $St=16\text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,23\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $St=16\text{cm}$

Vérification à l'ELU :**➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 45 \times 2.1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX.5. 5.Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

a. Détermination des efforts :**➤ Sens longitudinal :**

❖ **ELU** : $Q_u = 325,45 \text{ KN/m}$

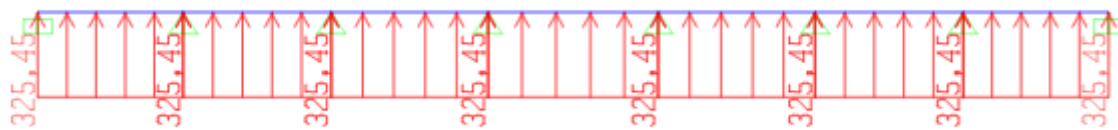


Fig. IX 5: Schéma statique de la nervure a l'ELU (KN)

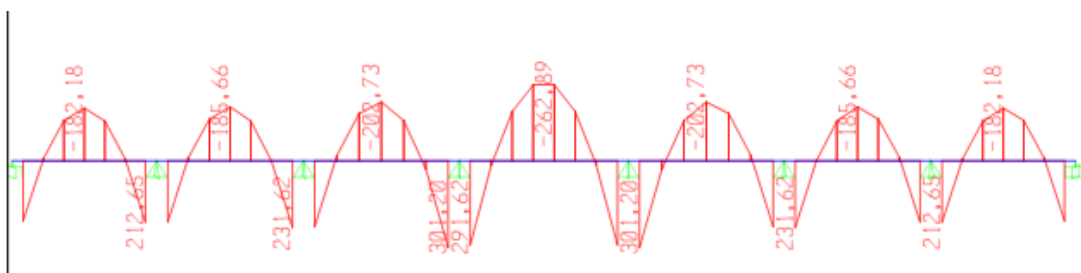


Fig.IX 6. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (KN.m)

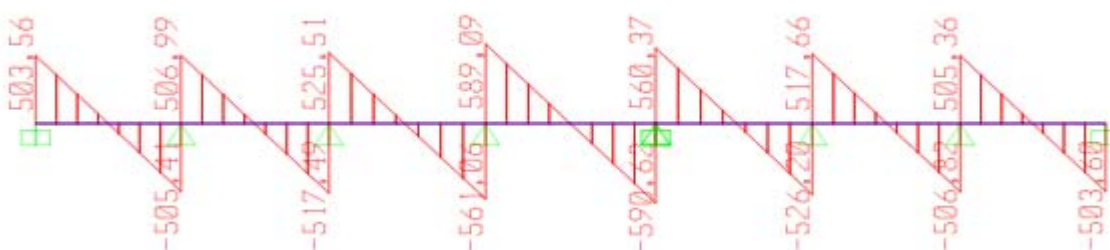


Fig.IX.7.:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

b. Calcul des armatures a l'ELU:

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées.

Sens longitudinal x-x :

$$M_t^{\max} = 262,885 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 301,201 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -301,885 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{301,201 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,04 < U_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{301,201 \times 10^3}{0,980 \times 95 \times 348} = 9,29 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16+5HA14 = 17,74 cm². Avec : S_t = 13 cm.

➤ En travée :

$$M_t = 262,885 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{262,885 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 = U_l$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{262,885 \times 10^3}{0,983 \times 95 \times 348} = 8,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16+5HA14 = 17,74 cm².

Avec : S_t = 13cm

Sens transversal :

❖ ELU

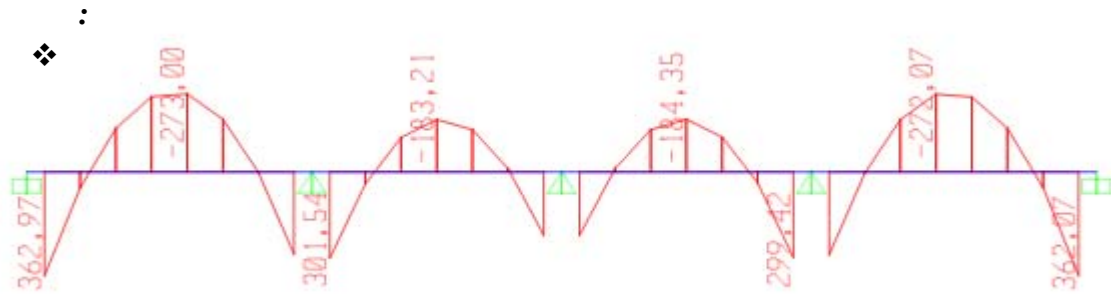


Fig. IX.8: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (KN.m)

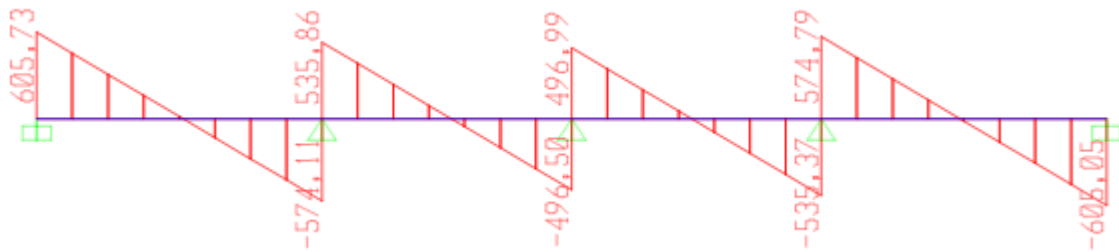


Fig. IX.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

$$M_t^{\max} = 273 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -362,97 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -362,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{362,97 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{362,97 \times 10^3}{0,975 \times 95 \times 348} = 11,26 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16+5HA14=17,74 cm².Avec : S_t = 13cm

➤ En travée :

$$M_t = 321.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{273 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,035 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{273 \times 10^3}{0,982 \times 95 \times 348} = 8,40 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16+5HA14 = 17,74 cm². Avec : S_t = 13 cm.

c. Vérification à l'ELU :➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 6,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

❖ **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{25 ; 16,8\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Nous prenons :

S_t = 10 cm : en zone nodale

S_t = 15 cm : en zone courante

❖ **Armatures transversale minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,7 \text{ cm}^2$$

Soit : At = 4 HA 10 = 3.14 cm² (1 cadre et un étrier)

❖ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34):**

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de Φ 12 avec des épingles Φ 8 .

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : T_{u max} = 590,62 kN

$$\tau_u = \frac{590,62 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.03 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

X .1.Introduction:

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre .Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations; et assure une bonne stabilité de l'ouvrage.

X .2.Pré dimensionnement du mur plaque:

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **25cm**.

X .3.Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

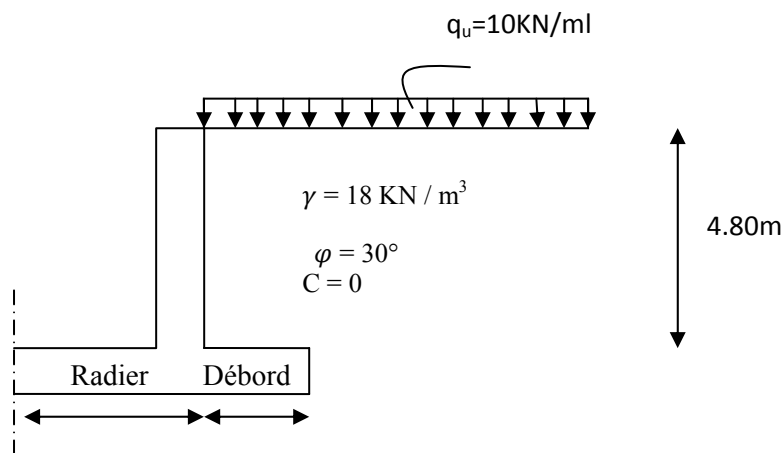
σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

X .4.Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$

La contrainte du Sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

X .5.Calcul des sollicitations :

Remarque : On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre (au repos) et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

1-calculation au repos :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$0 \leq x \leq 4.80\text{m}$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma \cdot h$$

avec K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

Calcul de K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5 \dots\dots\dots \text{(Relation de Jacky).}$$

❖ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (1.5q + 1.35 \cdot \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.5 \times (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 h) = 12.15 h + 7.5$$

$$\sigma_h = 12.15h + 7.5 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 7.5 \text{ KN/m}^2 \\ h = 4.80\text{m} ; \sigma_h = 65.82 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.5 \times (10 + 18 h) = 9 h + 5$$

$$\sigma_h = 9h + 5 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 5 \text{ KN/m}^2 \\ h = 4.80\text{m} ; \sigma_h = 48.2 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

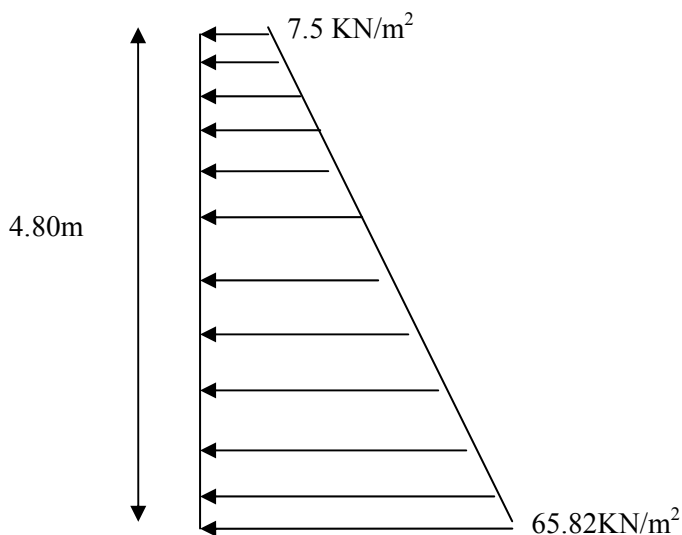
Diagramme des contraintes au repos :

Fig X.1 Diagramme des contraintes à l'ELU

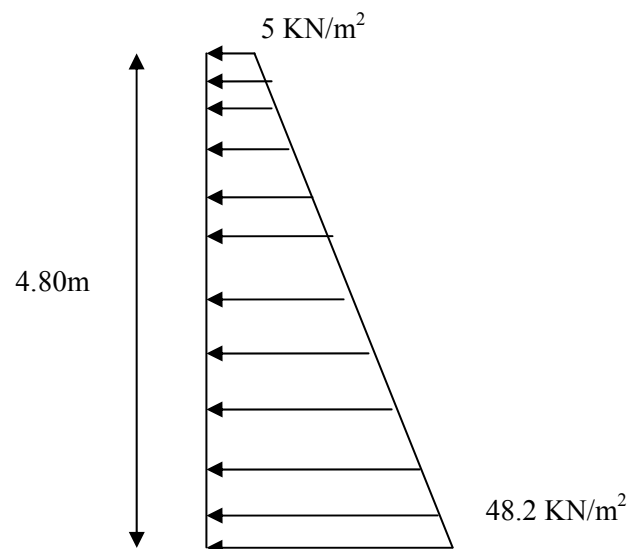


Fig X.2 Diagramme des contraintes à l'ELS

Charges moyennes au repos:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

❖ ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 51.24 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 37.40 \text{ KN/ml}$$

2-calcul dynamique :

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale

$\delta = 0$: pas de frottement sol mur.

⇒ La théorie de RANKINE est applicable

$$0 \leq x \leq 4.80 \text{ m}$$

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Avec K_a : coefficient de poussée des terres actives.

Calcul de K_a :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

❖ ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (1.5q + 1.35 \cdot \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.333 \times (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 h) = 8.01 h + 4.95$$

$$\sigma_h = 8.01h + 4.95 \Rightarrow \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 4.95 \text{ KN/m}^2 \\ h = 4.80 \text{ m} ; \sigma_h = 43.39 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.333 \times (10 + 18 h) = 5.94h + 3.33$$

$$\sigma_h = 5.94h + 3.33 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 3.33 \text{ KN/m}^2 \\ h = 4.80 \text{ m} ; \sigma_h = 31.84 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Diagramme des contraintes dynamique :

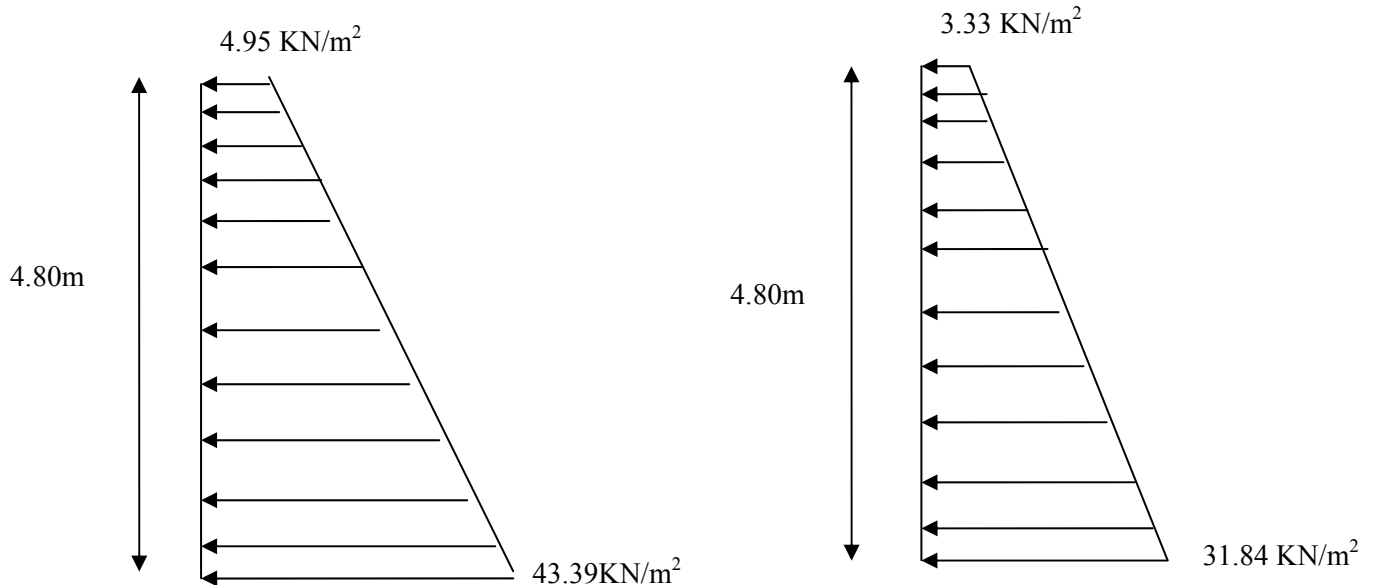


Fig X.3 Diagramme des contraintes a l'ELU **Fig X.4 Diagramme des contraintes a l'ELS**

Charges moyennes dynamiques:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

❖ ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 33.78 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 24.71 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul d'équilibre (au repos) $q_u = 51.24 \text{ KN/ml}$

X.6.Ferraillage de mur plaque :

X.6.1.Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un coté et simplement appuyé des trois autres.

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplement appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

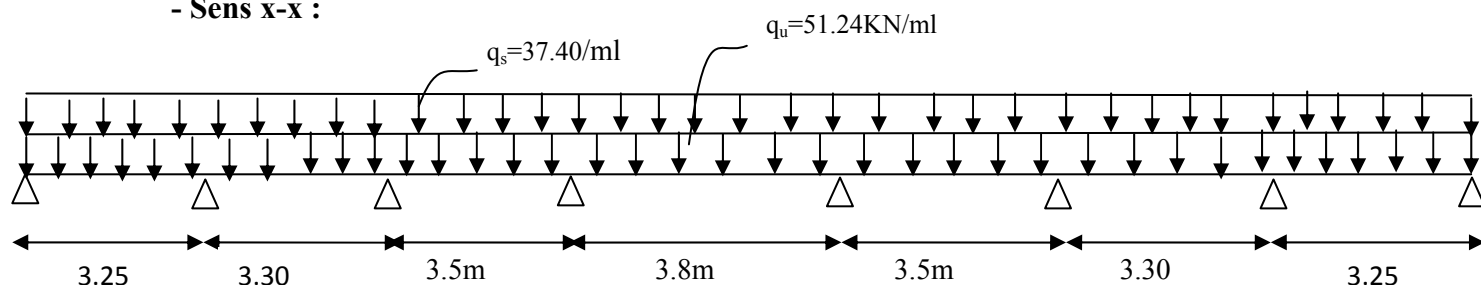
Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

❖ Charges et surcharges revenants au mur plaque :

		ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Dans le sens xx'		51.24	37.40
Dans le sens z-z	0 m	65.82	48.2
	7.14m	7.5	5

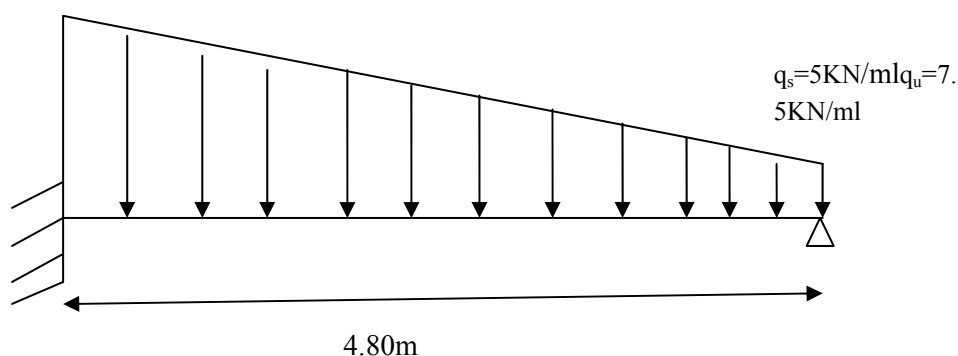
❖ Schémas statiques :

- Sens x-x :



FigX.5 schéma statique de mur plaque dans le sens x-x

- Sens z-z :



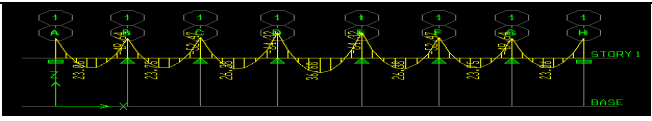
X.6.2.Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS. Les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Sens z-z :

		sollicitations	Valeurs max	Diagrammes
Dans le sens z-z	ELU	Moment en appui(KN.m)	126.46	
		Moment en travée(KN.m)	59.33	
		Effort tranchant (KN)	185.46	
	ELS	Moment en appui(KN.m)	92.18	
		Moment en travée(KN.m)	36.01	
		Effort tranchant (KN)	136.34	

Sens x-x :

		sollicitations	Valeurs max	Diagrammes
Dans le sens x-x	ELU	Moment en appui(KN.m)	64.32	
		Moment en travée(KN.m)	32.68	
		Effort tranchant (KN)	106.31	
	ELS	Moment en appui(KN.m)	48.41	
		Moment en travée(KN.m)	27.60	
		Effort tranchant (KN)	80.01	

X.6.3 Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=20\text{cm}$).

Armature dans le sens x-x:

$$M_{\max}=64.32\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{xx'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{64.32 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (170)^2} = 0,156 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,152 \Rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{64.32 \times 10^6}{348 \times 170 \times 0.915} = 11.88 \text{ cm}^2$$

On opte pour **8HA14=12.32 cm²/ml** ; avec **St= 12cm**.

Armature dans le sens z-z :

$$M_{\max}=124.60\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{yy'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{124.60 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (170)^2} = 0,302 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,302 \Rightarrow \beta = 0.815$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{124.60 \times 10^6}{348 \times 170 \times 0.815} = 20.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour **10HA16=20.1cm²/ml** ; avec **St= 10 cm**.

X.6.4.Vérification à l'ELU :❖ **Espacement des armatures :**

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

❖ **Armatures principales** $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx' $S_t=12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Dans le sens yy' $s_t=10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.15 \cdot f_{c25}}{\gamma_d}$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$

❖ **Calcul de $\tau_u^{\max}$:**

$$V_{\max} = 185.46 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{148.58 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.87 \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.87 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

❖ **Entraînement des barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y ait pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

❖ Dans le sens xx' : $V_U^{max}=106.31\text{KN}$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 14 = 351.68\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{106.31 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 351.68} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1.97 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

❖ Dans le sens $z-z$: $V_U^{max}=148.58\text{KN}$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 10 \times 16 = 502.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{148.58 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 502.4} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1.93\text{Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

❖ Dans le sens xx' :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 106.31 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 170} = 1.38\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Dans le sens z-z' :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 148.58 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 1.94 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

X.6.5.Vérification à l'ELS :

• Vérifications des contraintes (BAEL 91/Art.A.4.5.2)

Si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{------(I) Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Sens x-x:

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{48.41 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{104.49}{75.91} = 1,37$$

$$\alpha = 0,14 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens z-z:

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{94.21 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,134$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,181$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{124.60}{94.21} = 1,37$$

$$\alpha = 0,181 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b \cdot d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

A_s : Section adoptée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.20 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A_s f_e}{b \cdot d} = \frac{20,1 \cdot 40}{100 \cdot 17} = 0.47 < 4.2 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{94.21}{10 \cdot 196,11} = 0.047 < 0.20 \dots\dots\dots C.V$$

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

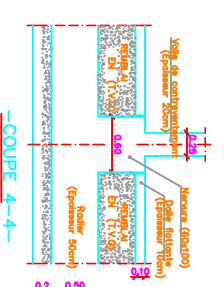
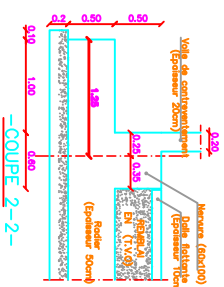
Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projet des promotions à venir.

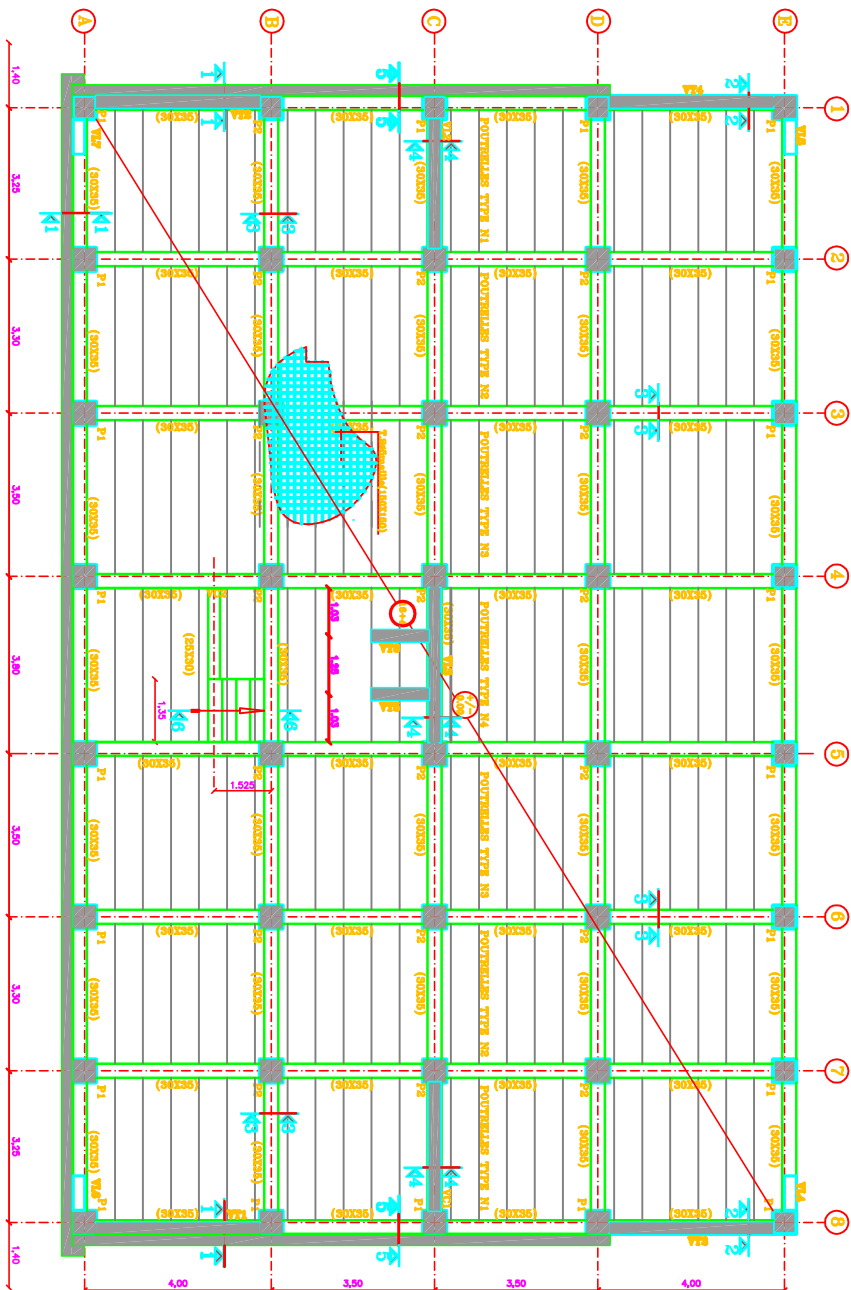
Bibliographie :

- ❖ *Henry Thonier: "Conception et calcul des structures de bâtiment"*
- ❖ *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- ❖ *Règles BAEL91 modifié 99*
- ❖ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- ❖ *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.*
- ❖ *Thèses de l'université Mouloud MAMMERI*

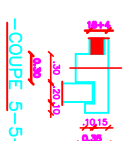
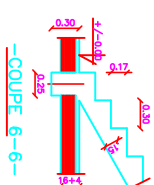
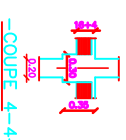
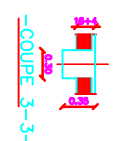
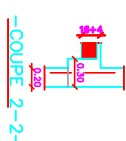


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMMERI TRAIABE 11210/200 FACULTE D'EDUCATION DEPARTEMENT DE GENIE CHIL	
<i>Etude par</i>	NAÏF DOUDILYAZID HADY BAR EZZA
<i>Dirigé par</i>	Mr. ILLOUL

DESIGNATION: COFFRAGE FONDATION	<u>ECHELLE</u> 1/50 1/25
--	-----------------------------



NOTA:
POUR LES SECTIONS DES POTEAUX
VOIR PLAN COFF - TERN-PROJANAK



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMER WILAYAT D'ALGER
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

HAÏD BOU DJALAZ

Dirigé par

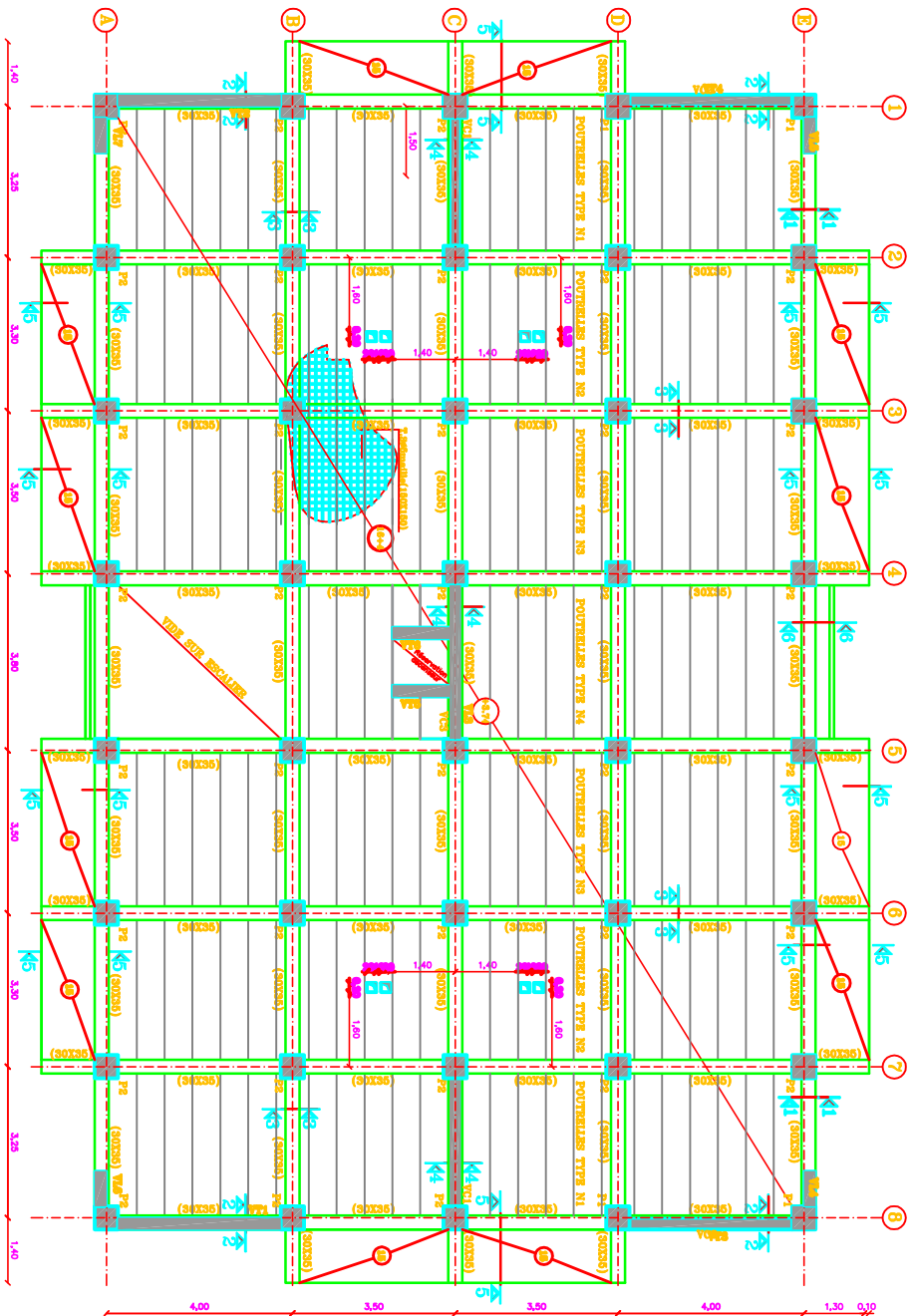
Mr ILIOULI

DESIGNATION:

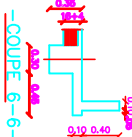
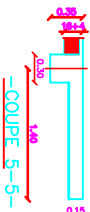
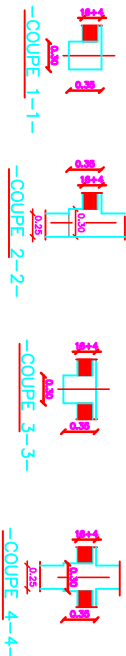
COFFRAGE PLANCHER NIV. +0.000

ECHILLE 1/50 1/25

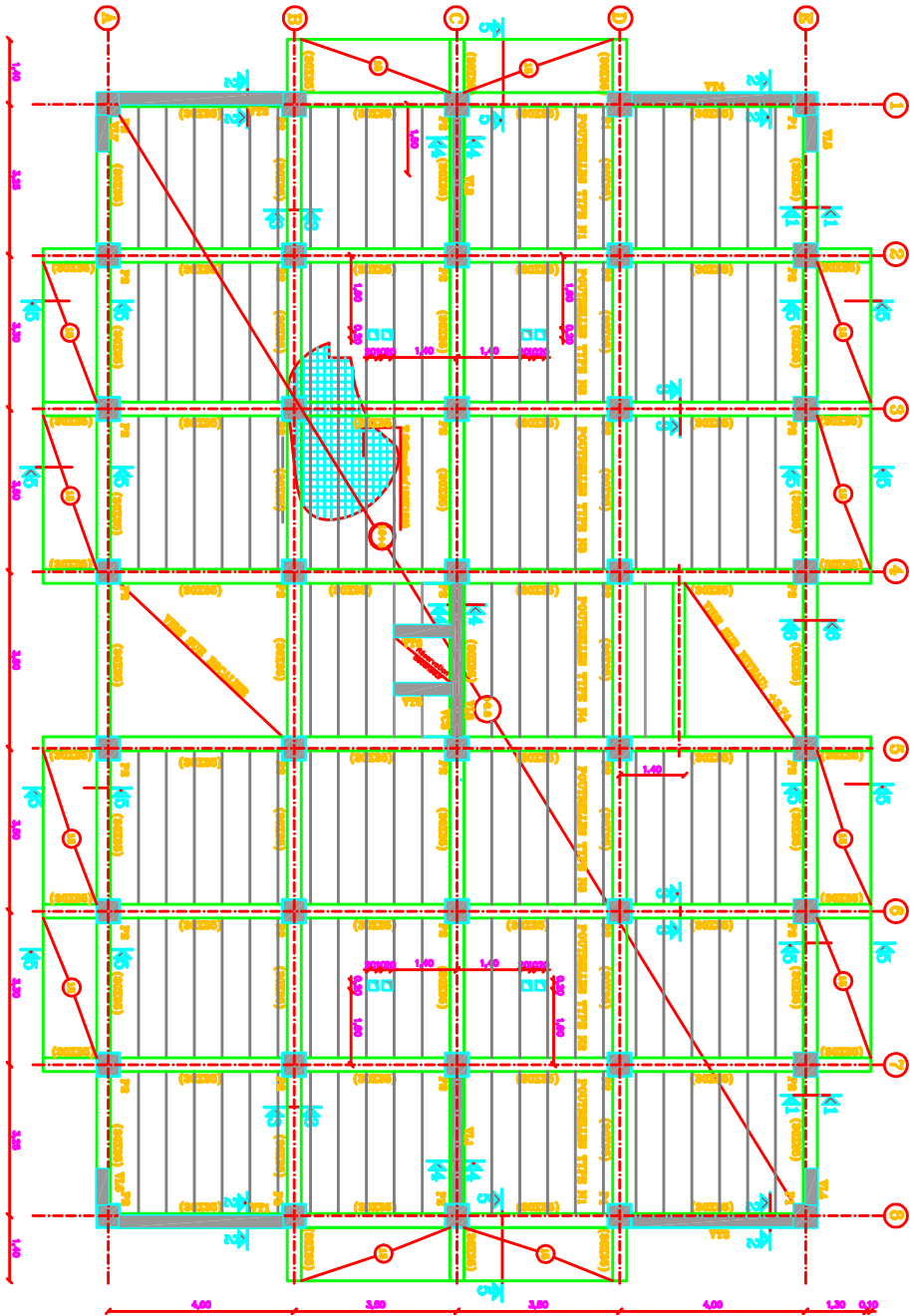
DATE MAI 2015



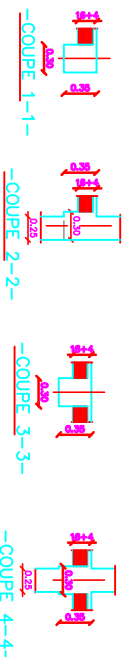
NOTE:
LES SECTIONS DES POTEAUX
POUR PLAN COFF-FERR-POTEAUX



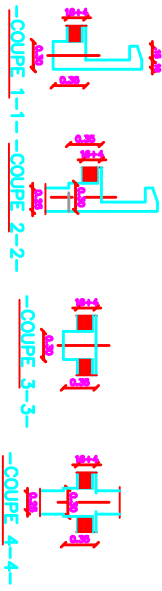
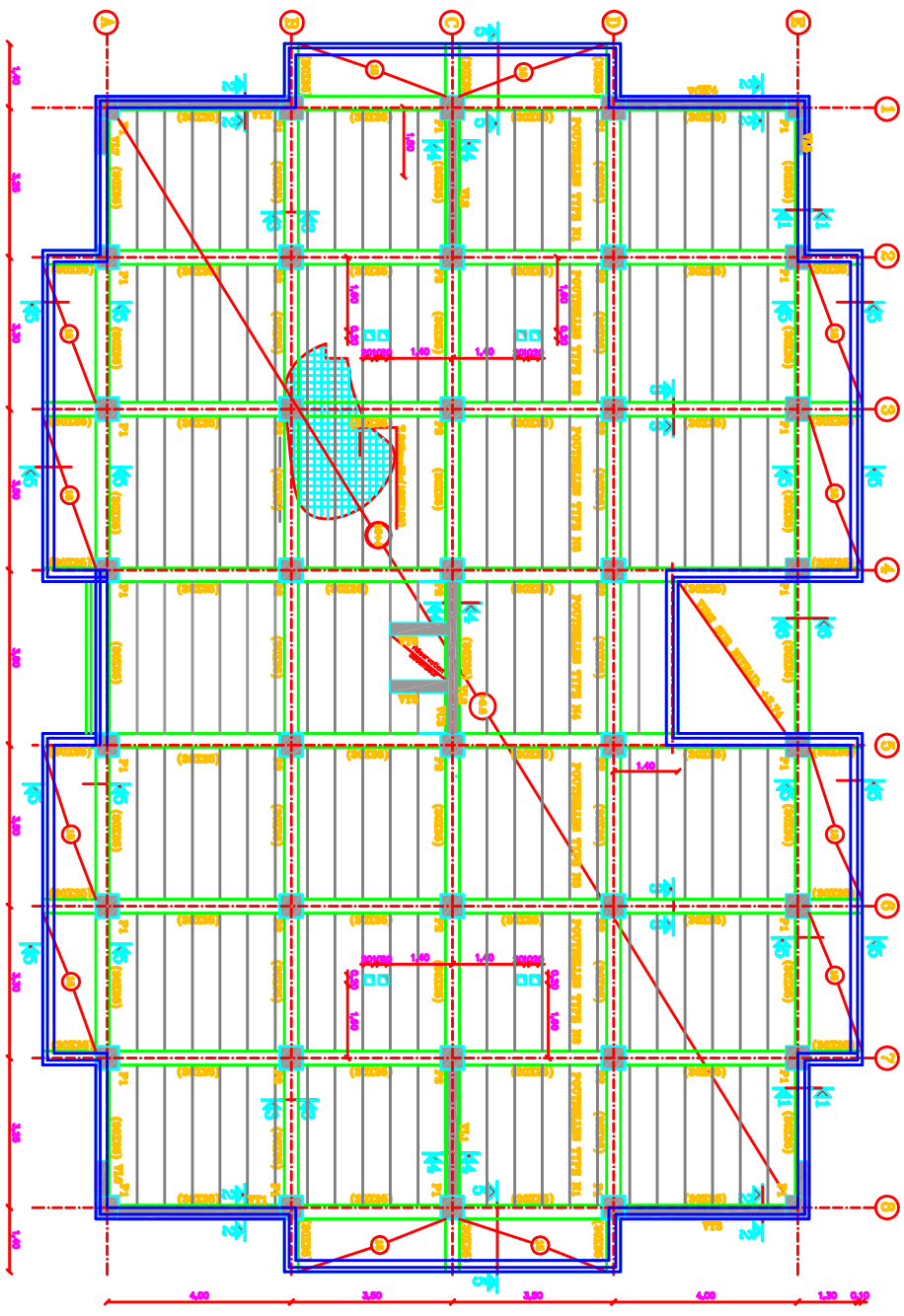
REPUBLIQUE ALGERIENNE UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL-BAZ FACULTE D'ARCHITECTURE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudé par	NAIT DOUDOU LYAZID
Dirigé par	M. ELLOUL
DESIGNATION COFFRAGE PLANCHER NIV. + 3.74	
ECHELLE 1/50, 1/25	
DATE MAI 2015	
PLANCHES N° 10	



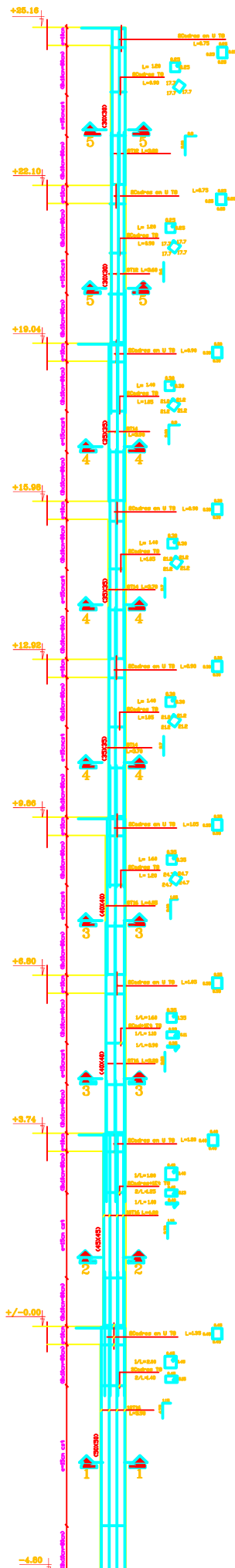
NOTE:
LES SECTIONS DES PORTAILS
SONT EN TOUTES LES SECTIONS
VOR PLAN COFF - FERR-PORTAUX



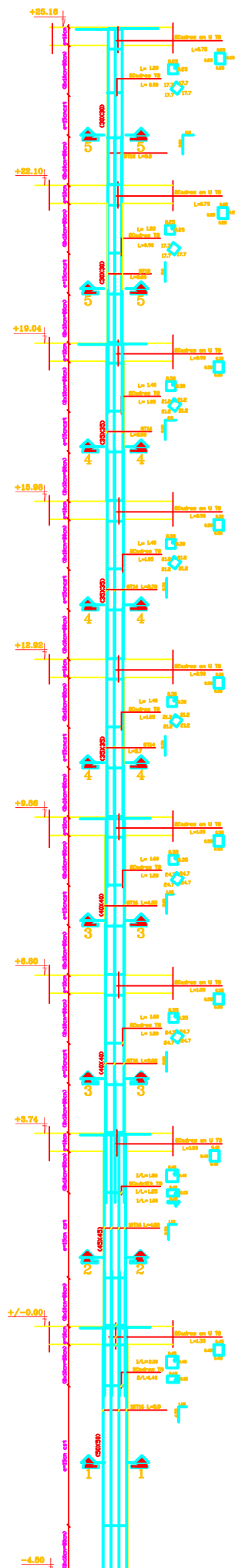
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZOUIZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	MAIT MOULOUZIZO MAD RAR FIZA
Dirigé par	M ^r ILLOULI
DESIGNATION:	
COTRAGE R ANCHERS INV: -680 a-2210	
ECHELLE 1/50, 1/25	
DATE: MAI 2015	
PLANCHE N° 10	



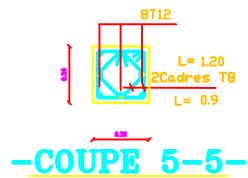
REPUBLICA ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMER WILLY DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par	NAIT DOUDOU LYAZD MR ELLOULI
DESIGNATION: COPRAGE PLANCHER NV. -25.16	
ECHELLE: 1/50, 1/25 DATE: MAI 2015 PLANCHE N° 10	



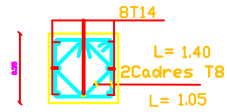
-POTREAU P1 (DE RIVE)-



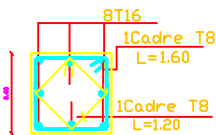
-POTREAU P2 (CENTRAUX)-



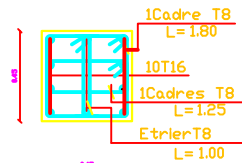
-COUPE 5-5-



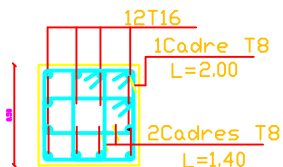
-COUPE 4-4-



-COUPE 3-3-

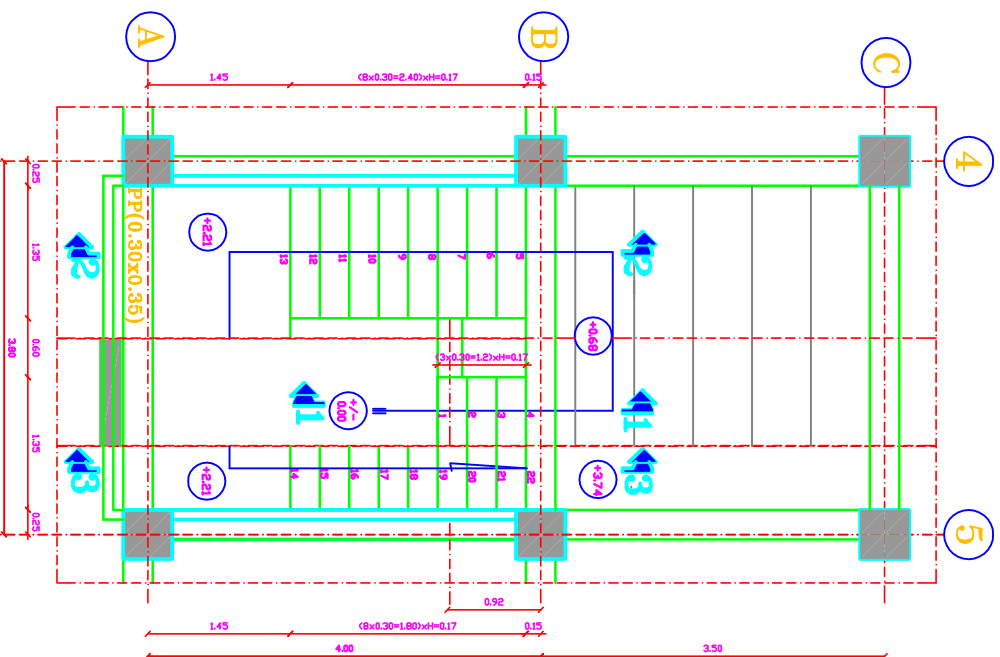


-COUPE 2-2-

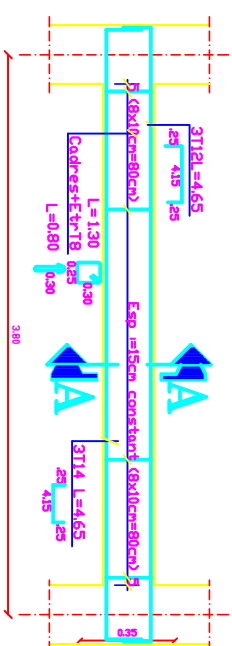


-COUPE 1-1-

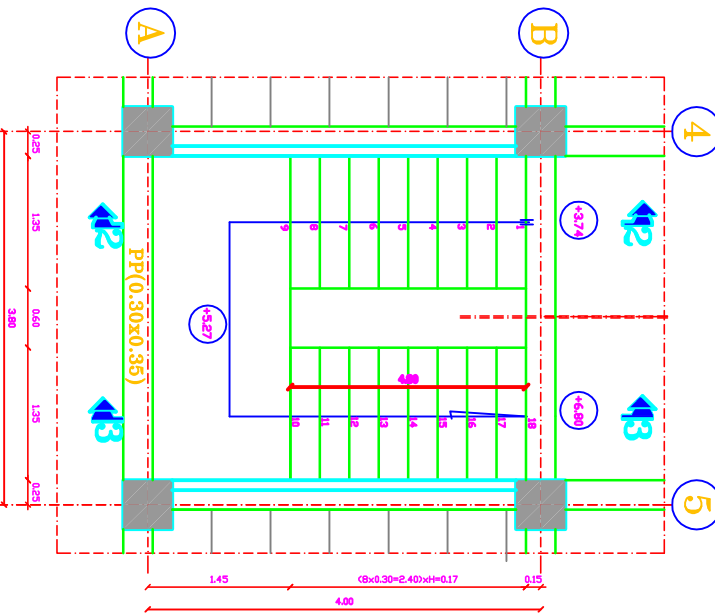
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	NATI DAOUDI LYAZID HOU BAE FAZLA
Dirigé par	Mr ILLOULI
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Echelle 1/50	



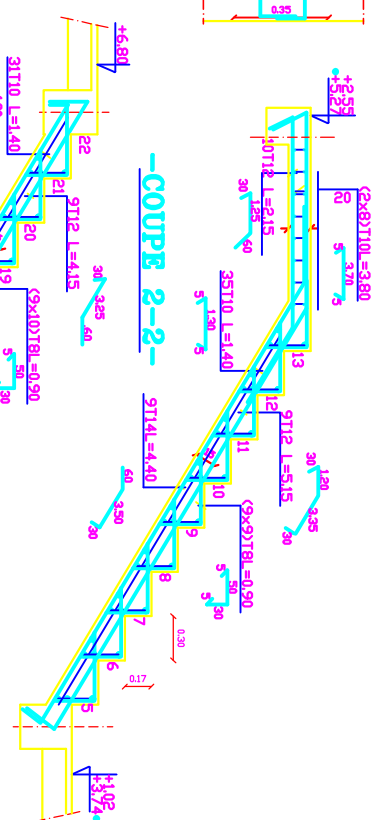
—ESCALIERS R.D.C H=3.74—



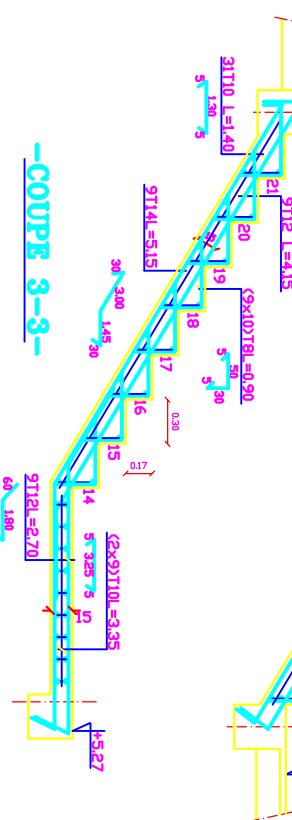
—POUTRE PALIERE(30x35)—



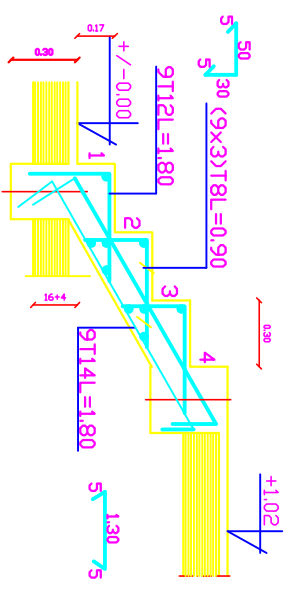
—ESCALIERS ETAGES H=3.06—



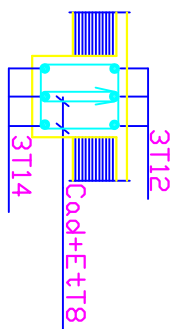
—COUPE 2-2—



—COUPE 3-3—

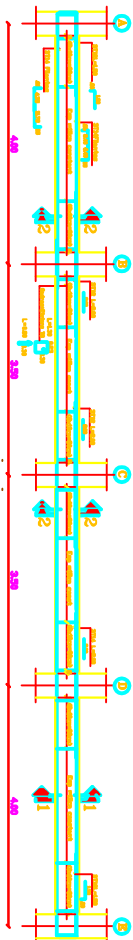


—COUPE 1-1—

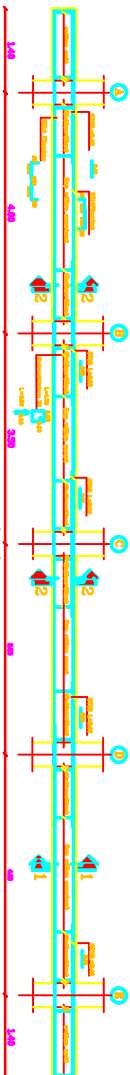


—COUPE A-A—

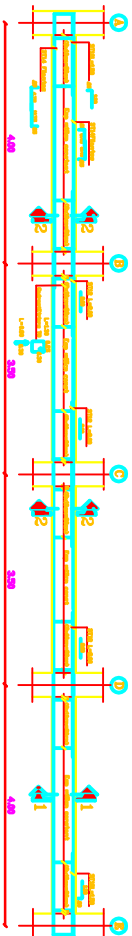
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DES SCIENCES DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par MADDJOUZLYAZID	Dirigé par Mr ILLOUJI
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS	
ECHELLE: 1/25 DATE: MAI 2015	



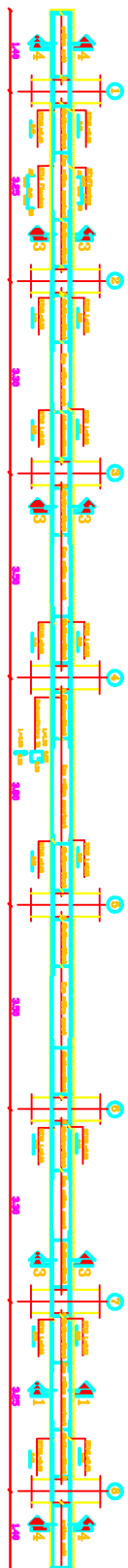
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



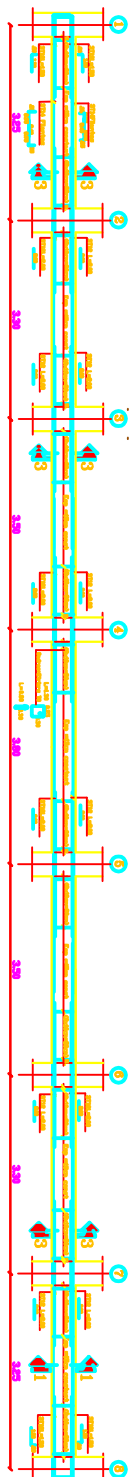
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



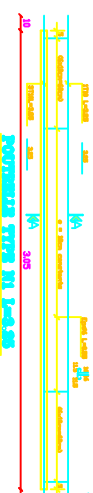
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



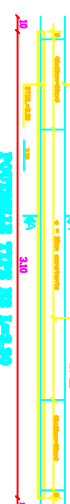
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



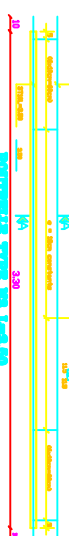
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



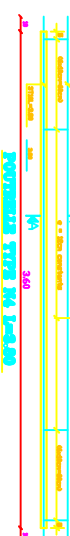
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



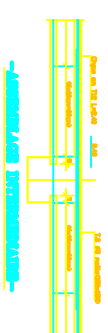
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



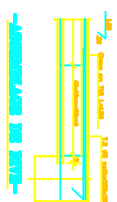
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



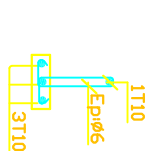
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



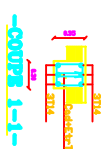
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)

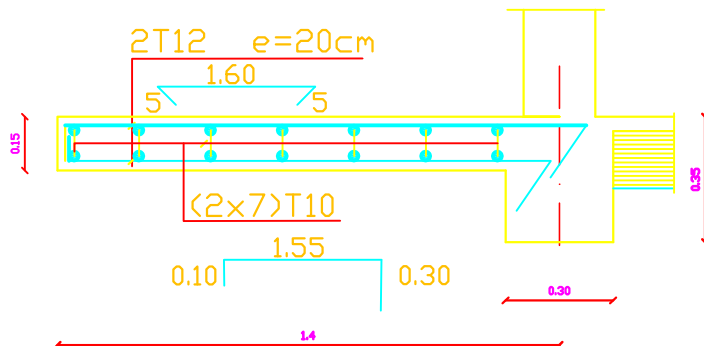
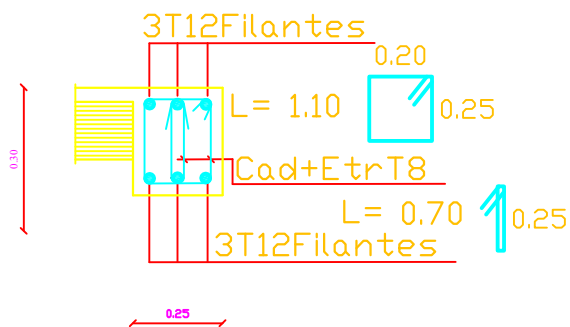


COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)



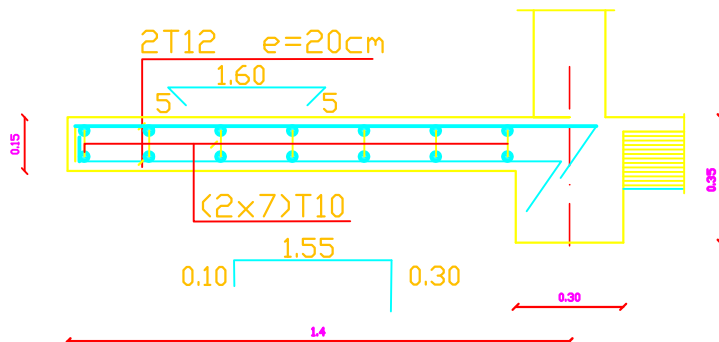
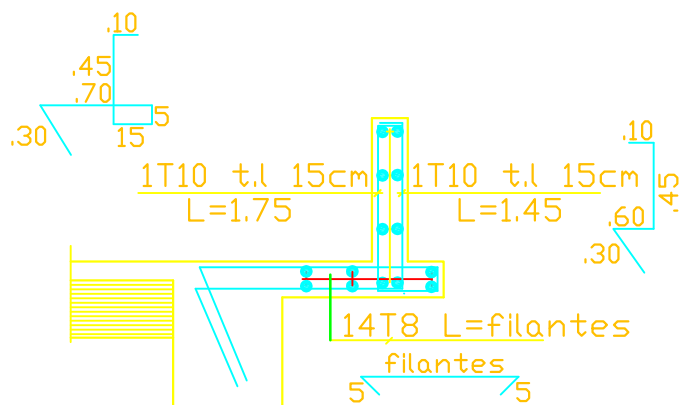
COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)

REPUBLIQUE ALGERIENNE (ALGERIA'S REPUBLIC) UNIVERSITE MOHAMED ELBAHEDI (UNIVERSITY) FACULTE D'ARCHITECTURE (FACULTY OF ARCHITECTURE) DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL (DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING)	
Nom (Name) Prénom (First Name) Matricule (Matricule)	N° DE PROJET (PROJECT NUMBER) 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)
TITRE (TITLE) COUPE 8-8 - 107x4.74/+4.40/+8.00/+12.00/+15.00/+18.00/+20.10/RS.10 (00200)	



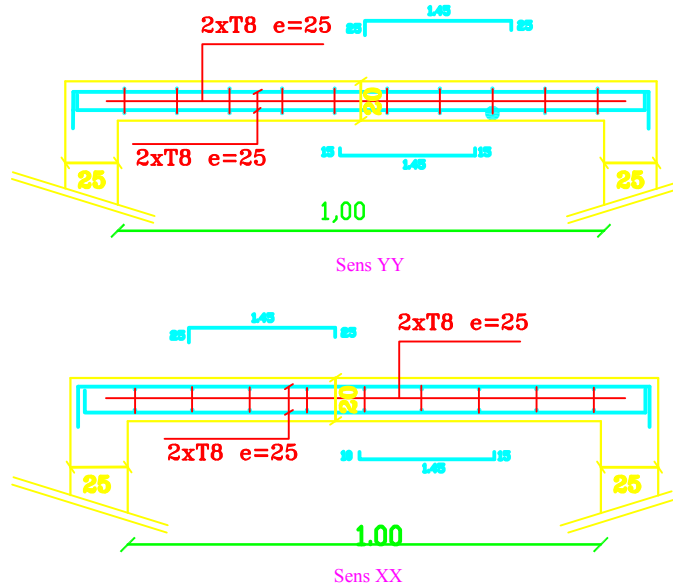
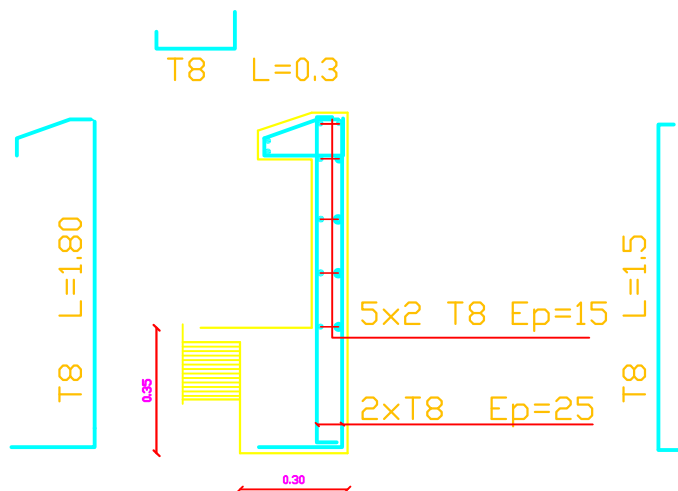
FERR PORTE A FAUX DALLE PLEINE

-POUTRE DE CHAINAGE-



FERR BALCON DALLE PLEINE

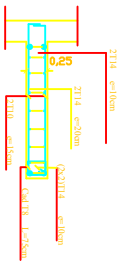
-FERRAILLAGE CHENEAU-



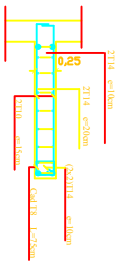
-FERRAILLAGE ACROTERE-

-FERRAILLAGE DE LA DALL SALLE MACHINE-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIOU OUDOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Elabé par	NAT TAOUDIL ELAZIZ RAOU BAK FAZA
Dirigé par	Mr ELLOUL
LEGENDATION	
PLAN DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES	ECHELLE 1/25



-ZONE III-

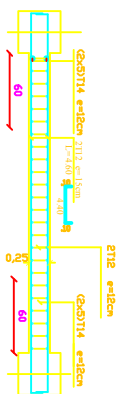


-ZONE II-

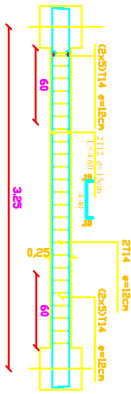


-ZONE I-

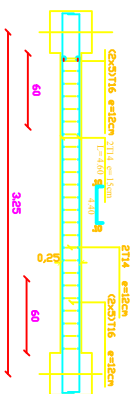
FERRAILLAGE VOILES VT6-VT8



-ZONE III-

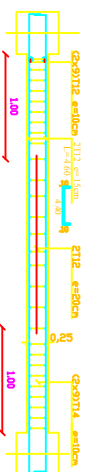


-ZONE II-

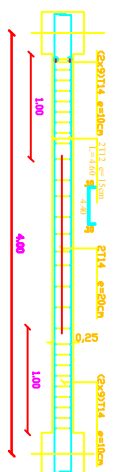


-ZONE I-

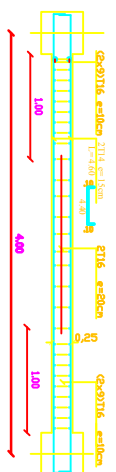
FERRAILLAGE VOILES VT1-VT2



-ZONE III-

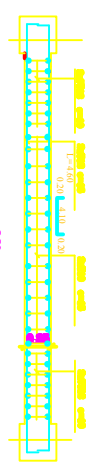


-ZONE II-

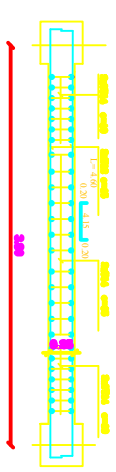


-ZONE I-

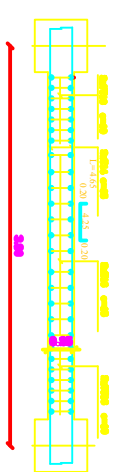
FERRAILLAGE VOILES VT3-VT4



-ZONE III-

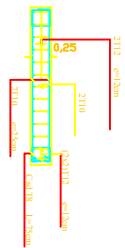


-ZONE II-

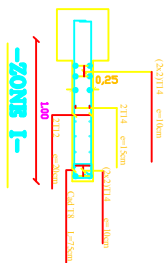


-ZONE I-

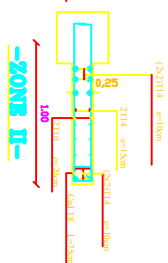
FERRAILLAGE VOILES -VT5-



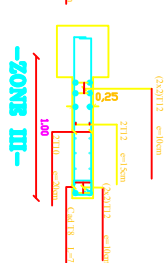
-ZONE I-



-ZONE II-



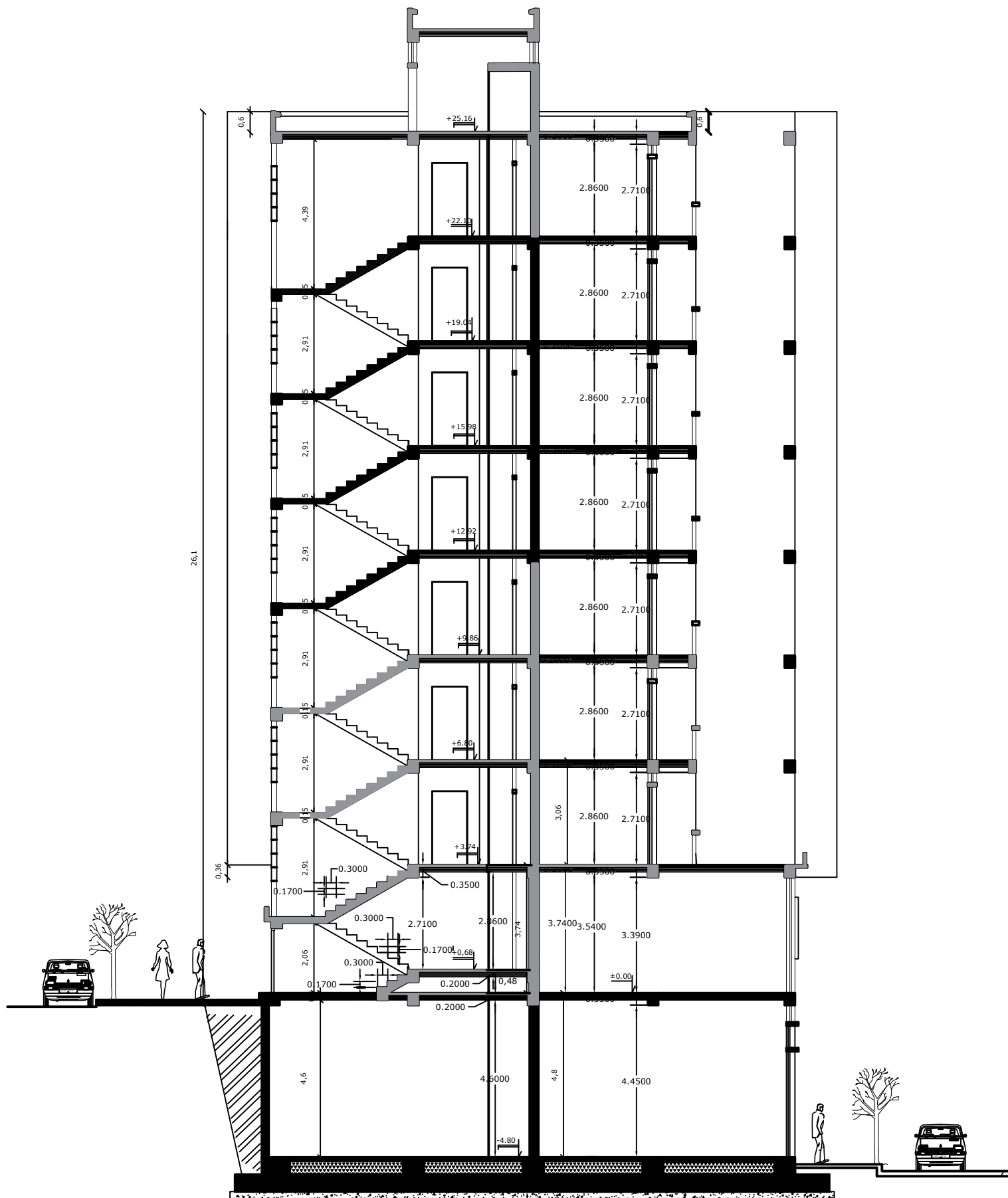
-ZONE III-



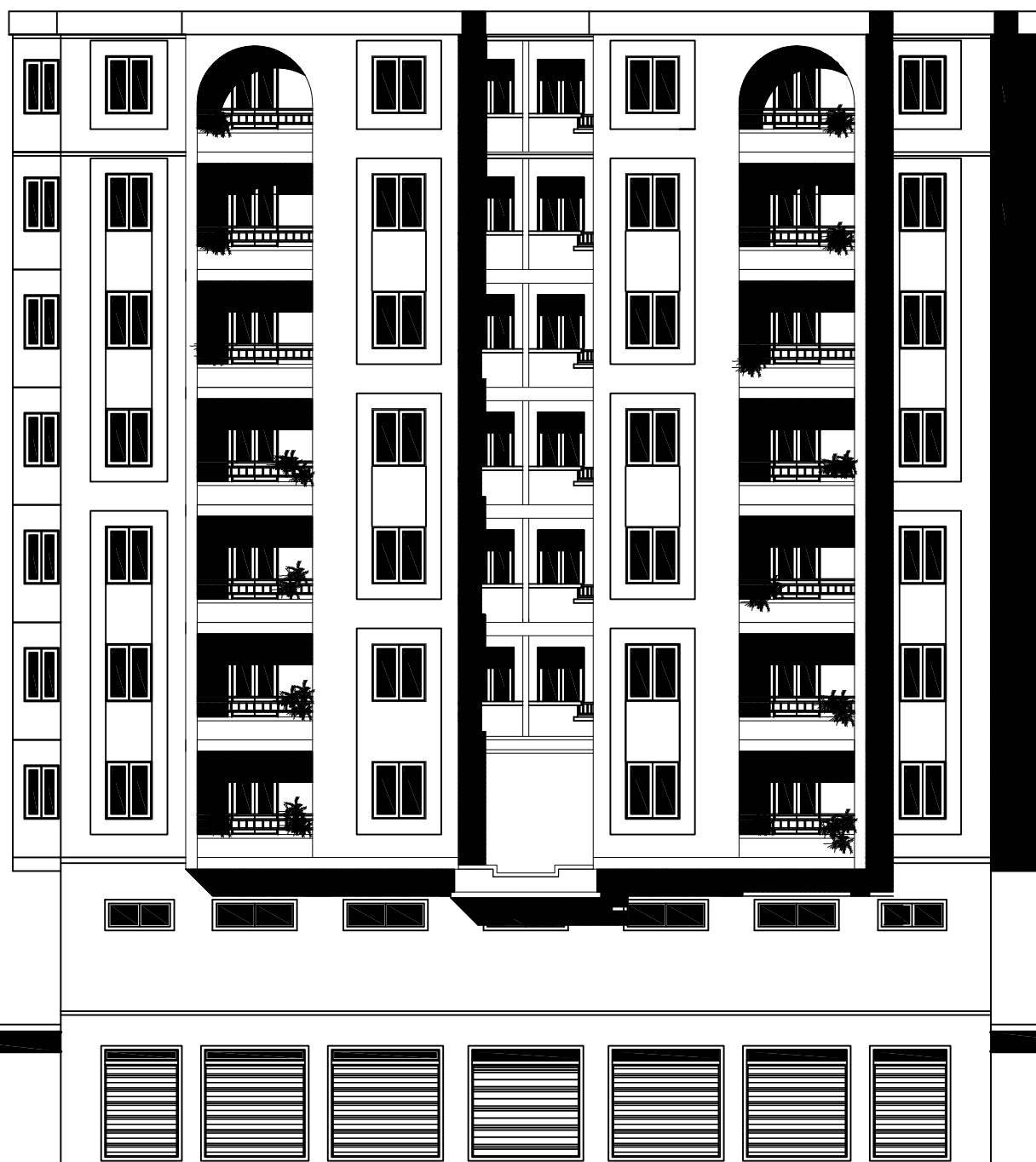
FERRAILLAGE VOILES VT9

FERRAILLAGE VOILES VT4-VT5-VT6-VT7

REPERIQUÉ ALGERIENNE DENOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Établi par	MAÏT DAOUDILYAZID HADJ BAR FAZLA
Dirigé par	Mr ILLOULI
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES	
ECHELLE 1/50, 1/25	



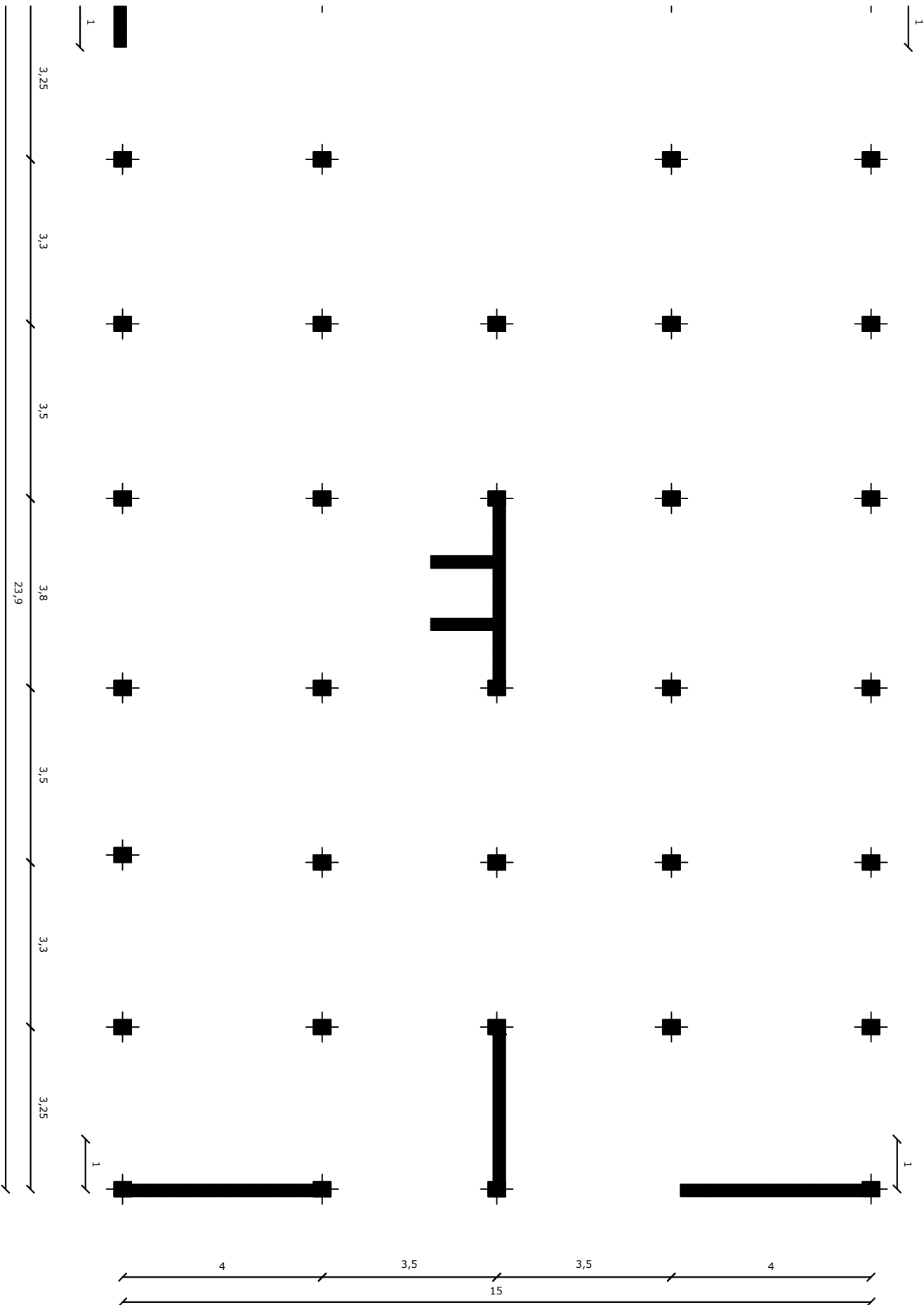
COUPE AA

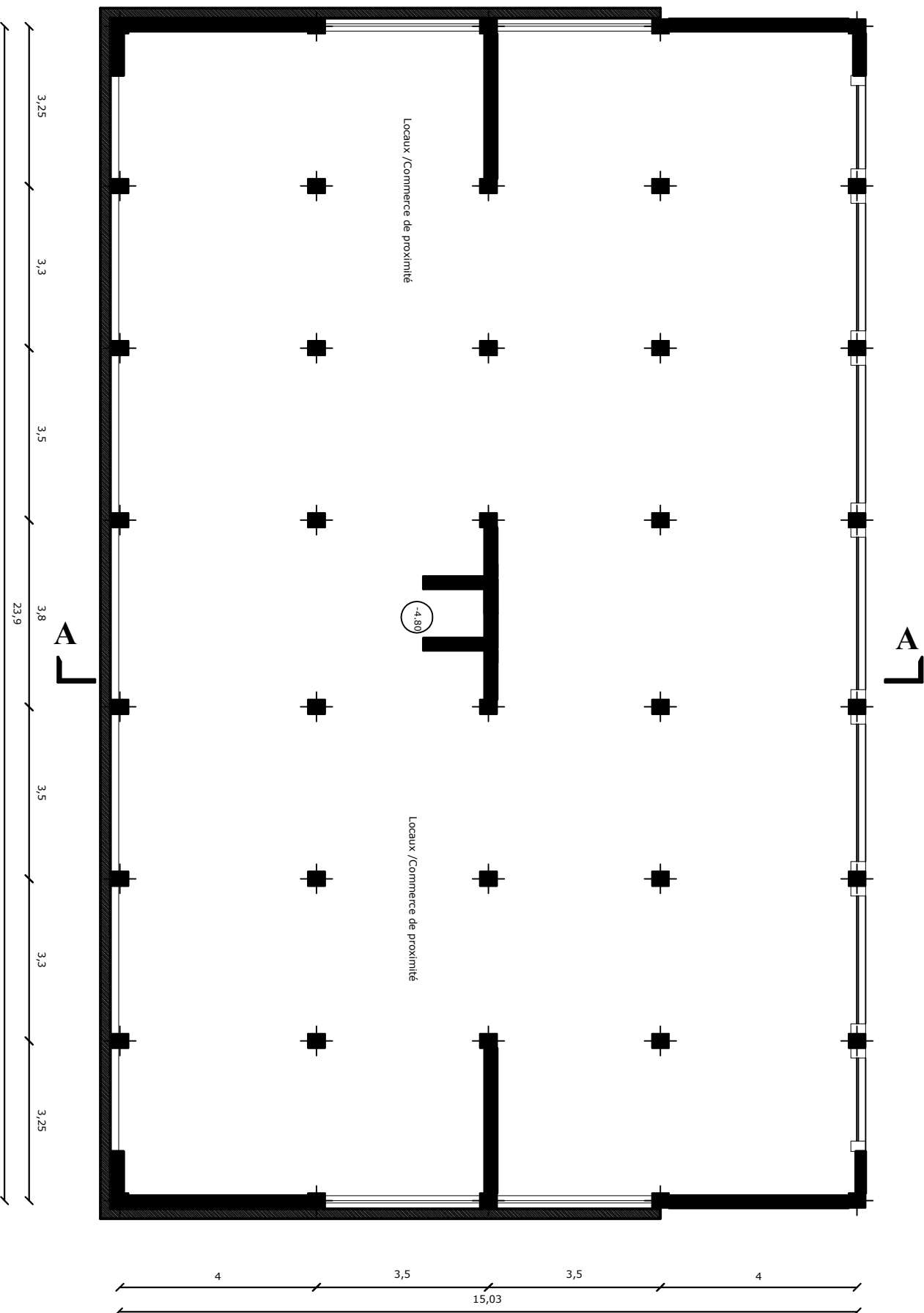


FACADE POSTERIEURE

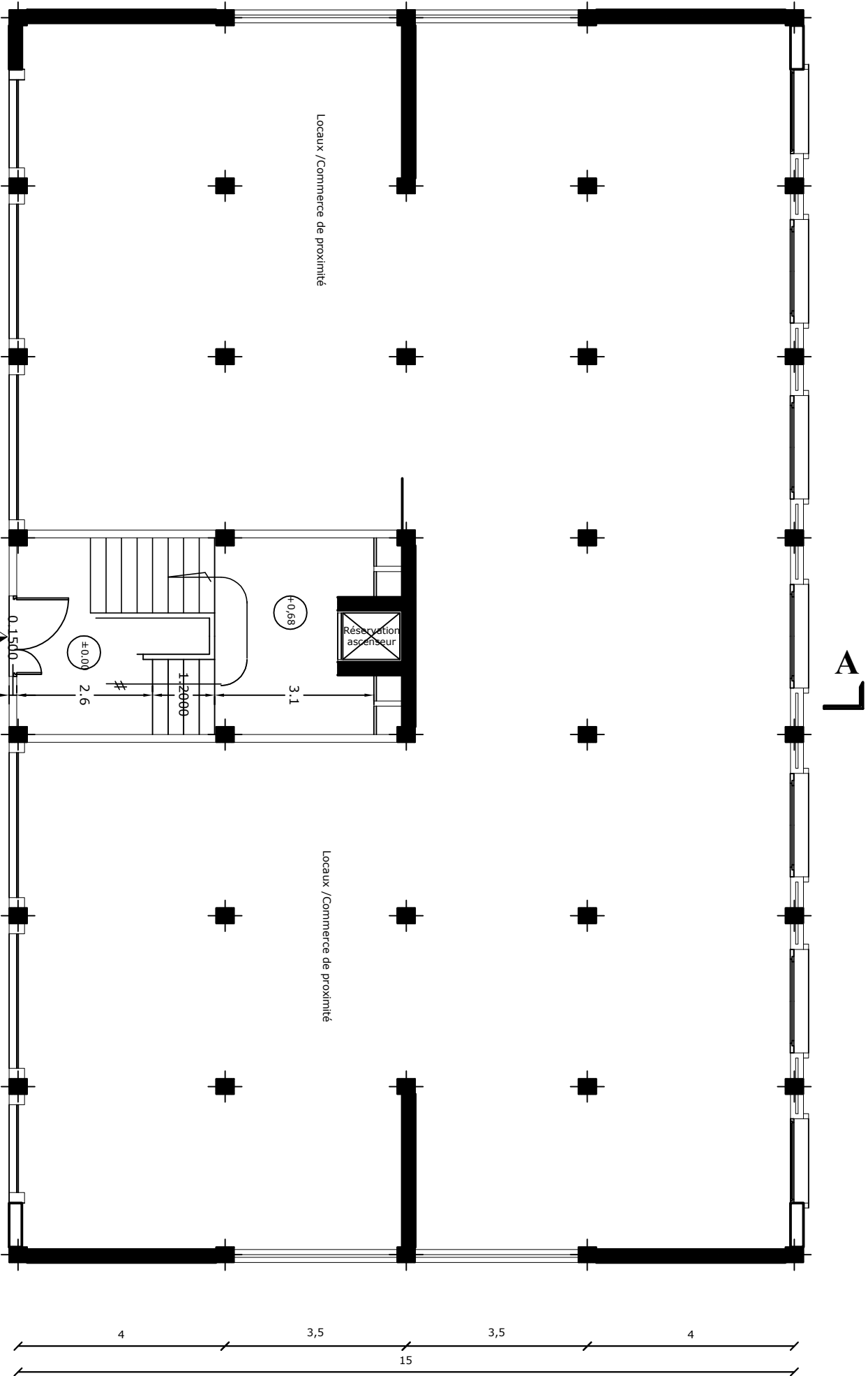


FACADE PRINCIPALE

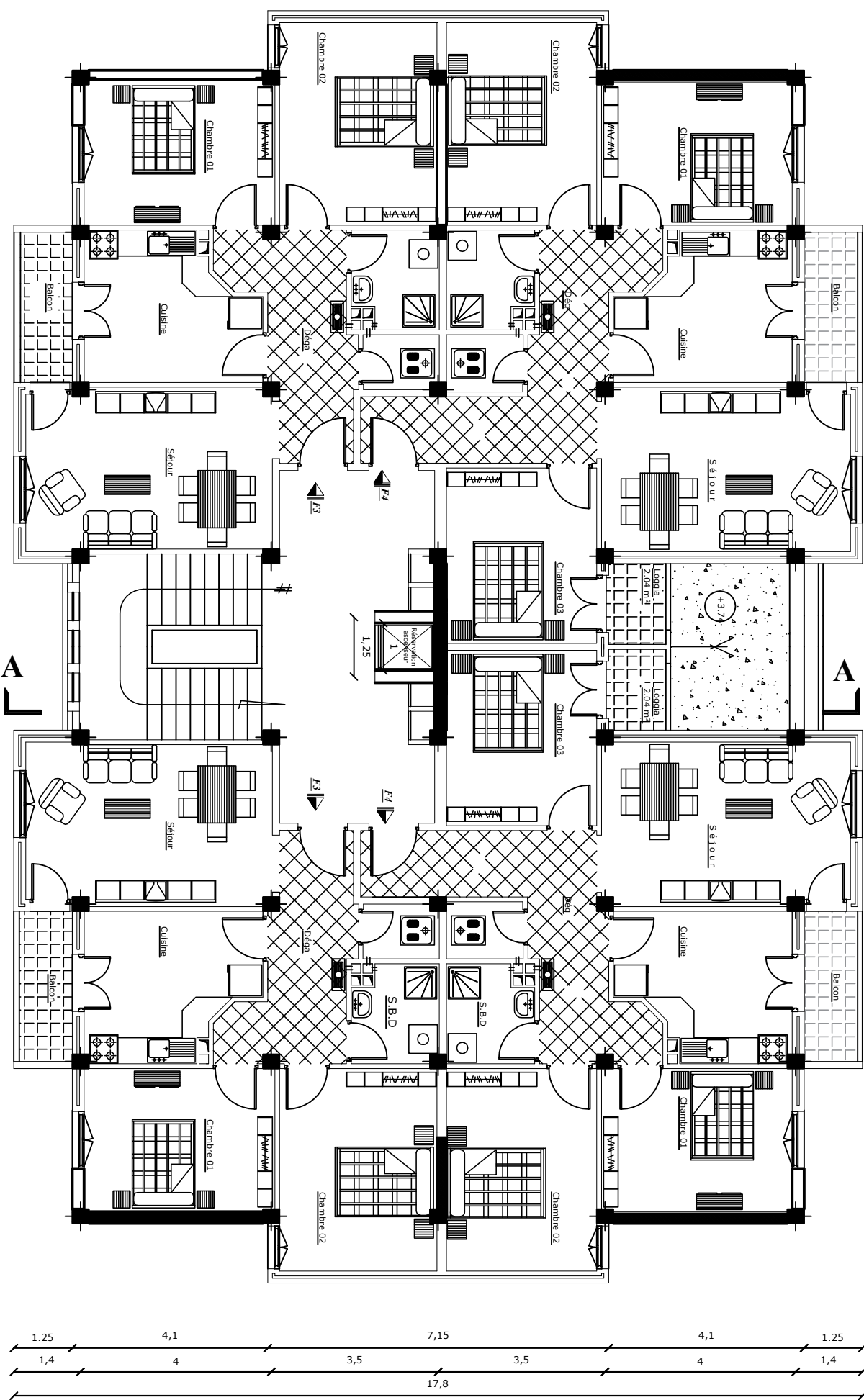




SOL - SOL
REZ DE CHAUSSEE BAS



REZ DE CHAUSSEE



ETAGES COURANTS
(02 F3 + 02 F4 par niveau)

TERASSE

