

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'études

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

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment R+8+S.Sol à usage d'habitation et commercial.

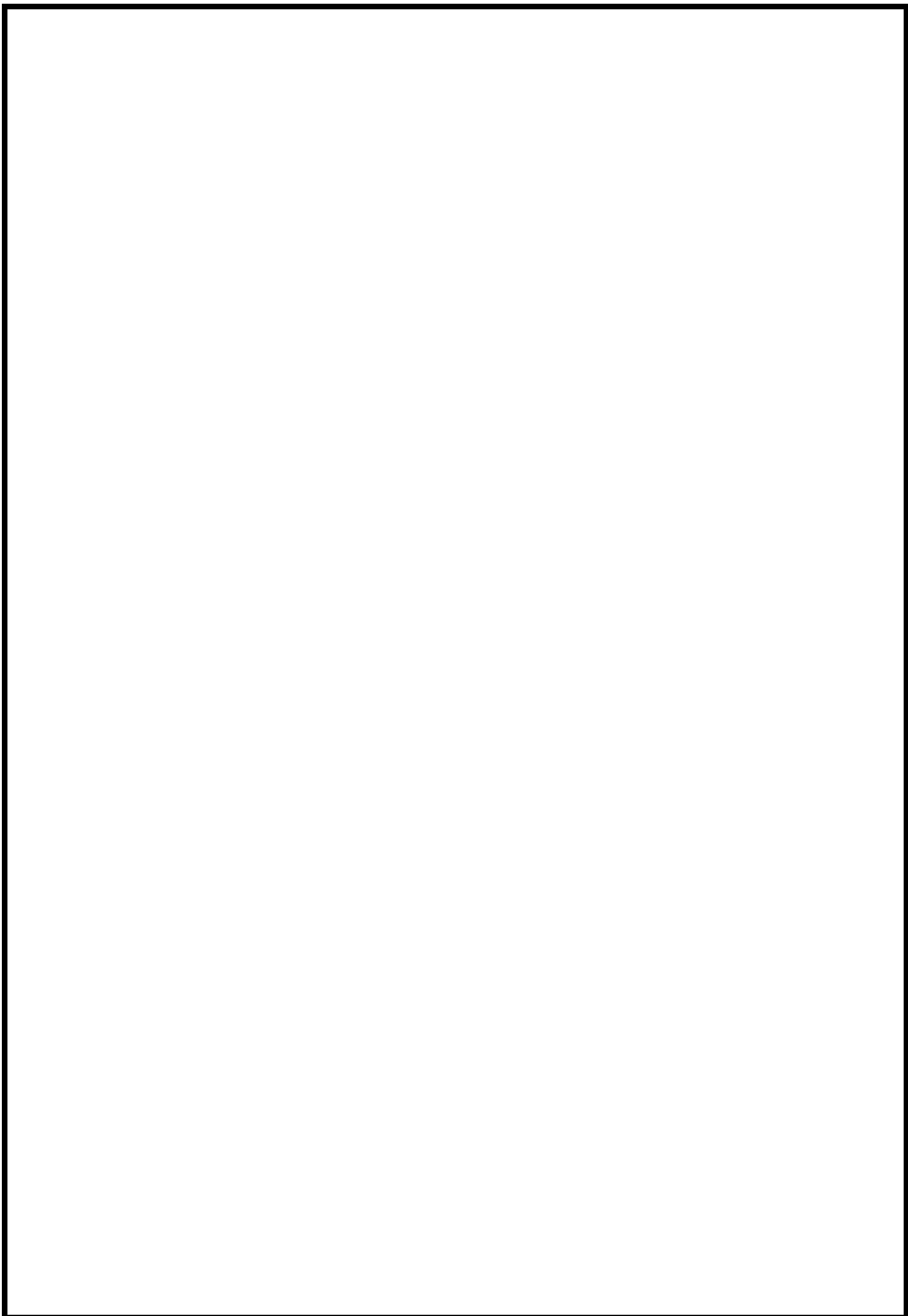


Réalisé par :

- Mr OUKACI Abdenour
- Mr LOUNES Aghilas

Dirigé par :

- M^{me} HERMIME



REMERCIEMENTS

Grâce à Dieu le Tout-Puissant et Bienveillant. Nous exprimons notre reconnaissance à Allah pour nous avoir accordé la santé, le courage et la patience nécessaires pour poursuivre nos études et mener à bien ce modeste travail.

*En premier lieu, ce travail ne serait pas aussi enrichissant et n'aurait pu voir le jour sans l'assistance de **Madame Hermime**, que nous tenons à remercier tout particulièrement pour la qualité exceptionnelle de son encadrement, Sa patience, sa rigueur, sa disponibilité ainsi que son sens de l'écoute et de l'échange qui ont été d'une importance capitale durant la préparation de ce mémoire.*

*Nous souhaitons adresser nos remerciements à Monsieur **Meghlat** et **Benyahi** pour leurs conseils mais surtout leurs aide très précieuse pour tout ce qui est travaillé sous logiciels .*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail. Leur engagement à examiner notre projet.

Enfin, nous souhaitons exprimer notre sincère gratitude envers tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous vous sommes très reconnaissantes.

Thanmirth

Je dédie ce travail à ...

Au souffle de mon âme qui est ma mère qui a toujours cru en moi, mon père mon exemple de vie qui a toujours fait en sorte que je ne manque jamais de rien, mes frères qui m'ont soutenus là où personne n'était présent, à tous mes amis de ma promo (aghilas ,OUAHAB ,RABAH, abdou samir ,youcef,chafaa, yacine ,malik, moh ,meziane ,fouad , yassmine ,lilia, anis ,slimane ,mimou ,taous ,nadia ,nassima ,mellessa ,anis ,aïssa ,aymen ,malik ... à moi-même) pour ne jamais avoir perdu espoir même dans les moments les plus difficiles, mais surtout au bon dieu qui m'a toujours montré le droit chemin.

Ça n'a pas été facile mais j'y suis arrivé.

ABDOU

Je dédie ce travail à ...

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celle qui s'est toujours sacrifiée pour me voir réussir, La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; celle pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais assez ...Maman.

A mon père, mon pilier en signe d'amour et de reconnaissance pour le soutien, encouragement et aide durant toute ma période d'étude.

Mes frères et sœurs, pour leur soutien moral. Je vous exprime à travers ce modeste travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

Et pour TOI merci d'être toujours là pour moi LISA
À tous les membres de ma famille et mes proches, petits et grands Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous tous.

À mes chers amis (*abdou, samir, youcef, chafaa, yacine, malik, moh, meziane, fouad, yassmine, lilia, anis, slimane, mimou, nadia, nassima, JUGO, RABAH, OUAHAB ... a moi-même*) mais surtout farid .b en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.

Aghilas

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation de l'ouvrage	1
I.4.Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	1
I.5.ELEMENTSDEL'OUVRAGE	2
I.6.CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	4
I.8. Protection des armatures.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction.....	13
II.1 Les planchers	13
II.2.les poutres.....	16
II.3.LES POTEAUX	18
II.4. DESCENTE DE CHARGES.....	19
II.5. VERIFICATIONS RELATIVES AUX EXIGENCES DU RPA.....	28
II.6. Les voiles	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1-L'acrotère	31
III.1.1-Calcul des sollicitations	31
III.1.2-Combinaisons de charges	32
III.1.3-Ferraillage.....	32
III.2. Calcul des planchers.....	39
III-2-1-Plancher en corps creux.....	39
III.2.2. Dalle de compression.....	39
III.2.3. Etude des poutrelles.....	41

III.2.4 Ferrailage des poutrelles.....	42
III-2 .5.1 Calcul à ELU.....	52
III-2.5.2 Vérification à l'ELU	54
III-2.6.1 Calcul à L'ELS	56
III-2.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
III.3. Calcul de la dalle pleine de la salle machine	62
III.3.3. Calcul des armatures.....	63
III.3.4. Vérification à L'ELU.....	68
III.3.5. Vérification à l'ELS.....	69
III.4. BALCON.....	75
III.4.1. Dimensionnement du balcon.....	75
III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon	75
III.4.3. Combinaisons de charges.....	76
III-4-4) Ferrailage	77
III-4-5) Vérifications des contraintes à l'ELU.....	78
III-4-6) Vérification à l'ELS.....	80
III-5-Etude du porte à faux.....	82
III-5-1-Prédimensionnement de la poutre de chaînage.....	82
III-5-2) Détermination des charges et surcharges	82
III-5-3-Calcul à l'état limite ultime (ELU)	83
III-5-2-2) Calcul des armatures	84
III-5-4-Vérifications à effectuer à l'ELU.....	85
III-5-5-Vérifications à effectuer à l'ELS.....	86
III.6 Calcul des escaliers	89
III.6.1 LES ESCALIER DES ETAGES COURANTS	90
III.6.1.5. Calcul des efforts internes à l'ELU	92
III.6.1.6. Vérifications à l'ELU.....	98
III.6.1.7. Vérification à l'ELS.....	101
III.6.2 LES ESCALIERS DE SOUS-SOL	109

III.6.2.1. Calcul des escaliers.....	109
III.6.2.2. Vérifications à l'ELU.....	118
III.6.2.3 Calcul à l'ELS	122
III.6.2.4 Vérification à l'ELS.....	126
III.7 Calcul de la poutre palière	133
III.7.3 Calcul des efforts internes.....	134
III.7.4 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	138
III.7.5 Vérification à l'ELU.....	139
III.7.6 Vérification à l'ELS	144

Chapitre IV : Modélisation

IV.1 Introduction	148
IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation.....	148
IV.2.1 Historique.....	148
IV.2.2 Description du logiciel ETABS	149
IV.2.3 Rappel (terminologie).....	149
IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS.....	150

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

Introduction.....	169
V.1 Présentation de l'ouvrage.....	169
V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	171
V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	186
V.1.5 Justification vis-à-vis des déplacements.....	188
V.1.6 Vérifications de l'effet P-Delta	193
V.1.7 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical	196

Chapitre VI : Ferrailage des éléments principaux

V.I. FERRAILLAGE DES POTEAUX	199
VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	201
V.I.5 vérification a L'ELU	208
VI.1.7Vérification à L'ELS	211
VI.1.8. Conclusion	216
VI.2 Ferrailage des poutres	218
VI.2.1 Introduction	218

VI.2.2	Recommandations du RPA99/version 2003	218
VI.2.3	Calcul des armatures longitudinales	219
VI.2.4	Vérification des armatures longitudinales.....	222
VII.2.5	Vérification à L'ELS.....	227
VII.2.6	Vérification de la flèche.....	228
	Ferraillage des voiles.....	232
VI.3.1	Introduction.....	232
VI.3.3	Vérifications.....	236
1.	Vérification à L'ELS.....	236
VI.3.4	Ferraillage des voiles longitudinales.....	238
VI.3.5	Ferraillage des voiles transversales.....	243

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

VII. 1.	Introduction.....	253
VII. 2.	Choix du type de fondation.....	253
VII. 3.	Étude du sol.....	254
VII .4.	Dimensionnement.....	254

Chapitre VIII : Étude du mur plaque

VII	Introduction	287
VII.1	Pré dimensionnement du mur plaque	287
VIII.2	Détermination des sollicitations	287
VIII.3	Ferraillage du mur plaque.....	289

INTRODUCTION GENERALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née de besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue comme une alternative à même de tenir compte de cette nouvelle exigence.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bloc de bâtiments à usage d'habitation et commercial. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de sept chapitres.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré- dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse de *RPA99 version 2003*. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 9.7.0 Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre six. L'étude des fondations fera l'objet du septième chapitre. On a conclu notre projet avec une étude sur le mur plaque.

Tous les calculs ont été mené en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *CBA93*, *BAEL91*, *RPA99 version 2003*.

I.1 Introduction

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage (sous-sol +RDC+8) à usage d'habitation et commerciale.

- **Zone sismique II A:** implanté à BOGHNI selon RPA 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (annexe de RPA99).
- **Groupe d'usage :** groupe (2) d'après RPA.
- La contrainte du sol admissible, évaluée par un laboratoire géotechnique, est $\sigma = 1.6 \text{ bars}$

Situation du Projet

Le projet est implanté dans une zone urbaine situé à BOGHNI (RUE BE NAKLI)

I.2 Présentation de l'ouvrage

Cet ouvrage est composée d'un :

- Un sous-sol
- Un rez de chaussé à usage commercial
- De (8) niveaux à usage d'habitation,
- D'une (01) cage d'escalier,
- D'une (01) cage d'ascenseur,
- D'une terrasse inaccessible.

I.3 Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (*B.A.E.L 91, Révisé 99*).
- Le règlement parasismique algérien (*RPA 99/Version 2003*).
- Documentation technique réglementaire (*DTR*).
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé (*CBA93*).

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Hauteur Total..... 31.40 m

- Longueur Total..... 22 .25 m
- Largeur Total..... 22.10 m
- Hauteur du sous-sol..... 2.50m
- Hauteur du RDC..... 4.42 m
- Hauteur de l'étage courant..... 3.06 m

II.1 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

❖ OSSATURE

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles.

❖ VOILE

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.

❖ PORTIQUES

Ils sont en béton armé, 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 :

❖ PLANCHER EN CORPS CREUX

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

- 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.

❖ DALLE PLEINE EN BETON ARME

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 :

LES MURS EXTERIEURS : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

LES MURS INTERIEURS : 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, il est composé d'un palier et d'une rampe, réalisés en béton armé coulé sur place.

Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage pour les étages courants et le sous-sol et pour le RDC comporte trois volets avec deux paliers intermédiaires.

CAGE D'ASCENSEUR

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée par voiles en béton armé coulé sur place.

REVETEMENTS

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
- Faïence pour les salles d'eau 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 du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

❖ SYSTEME DE COFFRAGE

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

II.2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

❖ BETON

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 kg/m³ dans le béton.

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Le dosage courant par un m³ sera comme suit :

- **Granulats**

Sable.....380 à 450 dm³ ($D_g \leq 5$ mm).

Gravillons.....750 à 850 dm³ ($D_g \leq 25$ mm).

- **Ciment** :350 kg/m³.
- **Eau de gâchage**.....150 à 200 L.

RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA COMPRESSION

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvettes normalisées de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16cm/32cm), notée f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$J \leq 28$	$FC28 \leq 40 \text{ MPa}$	$FCj = \frac{j \times f_{c28}}{j \times f_{c28}(4,76 + 0,83j)}$
	$FC28 > 40 \text{ MPa}$	$FCj = \frac{j \times f_{c28}}{(1,40 + 0,95j)}$
$J = 28$	$FC28 \leq 40 \text{ MPa}$	$FCj = f_{c28}$ pour les calculs de résistance

TAB I.1 : caractéristiques du béton.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa. (Art.7.2.1 RPA99). Pour l'étude de ce projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA TRACTION

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art A.2.1,12/BAEL91 modifié99).}$$

D'où : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ CONTRAINTE LIMITE DU BETON

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

❖ ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

❖ Contrainte limite à la compression: (A.4.3.4.B.A.E.L91 modifier99)

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.50$ pour situation courante
- $\gamma_b = 1,15$ pour situation accidentelle

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions:

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heure.

Pour : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 14,2$ MPa

Pour : $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 18,48$ MPa

Diagramme Contrainte – Déformation :

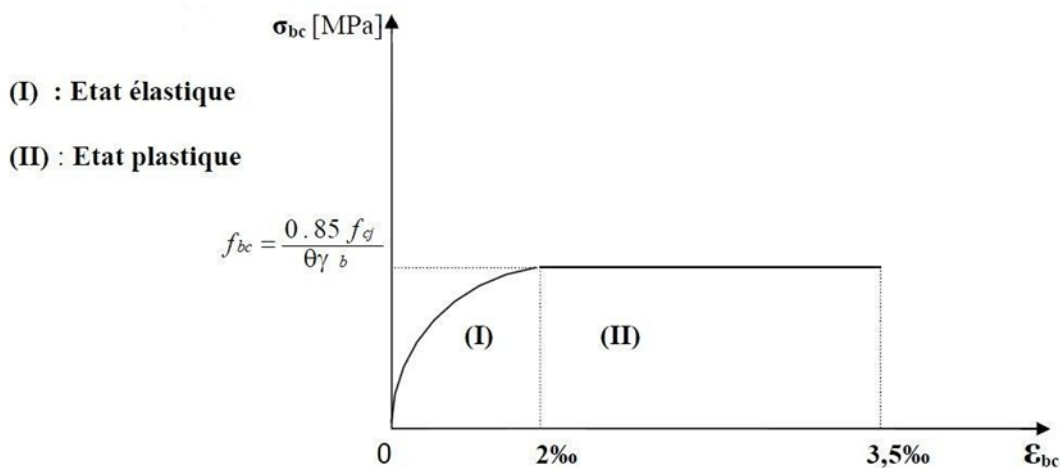


Figure I-1 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

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) $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\%$

❖ **ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)**

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.

LA CONTRAINTE DANS LE BETON EST LIMITEE A :

$$\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{cj} \text{ [MPa]} \text{ (Art -4-5-2 BAEL91 modifiées 99)}$$

Avec :

- σ_{bc} : contrainte admissible à L'ELS
- A j=28 jours, $\sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$

❖ Diagramme de contrainte déformation

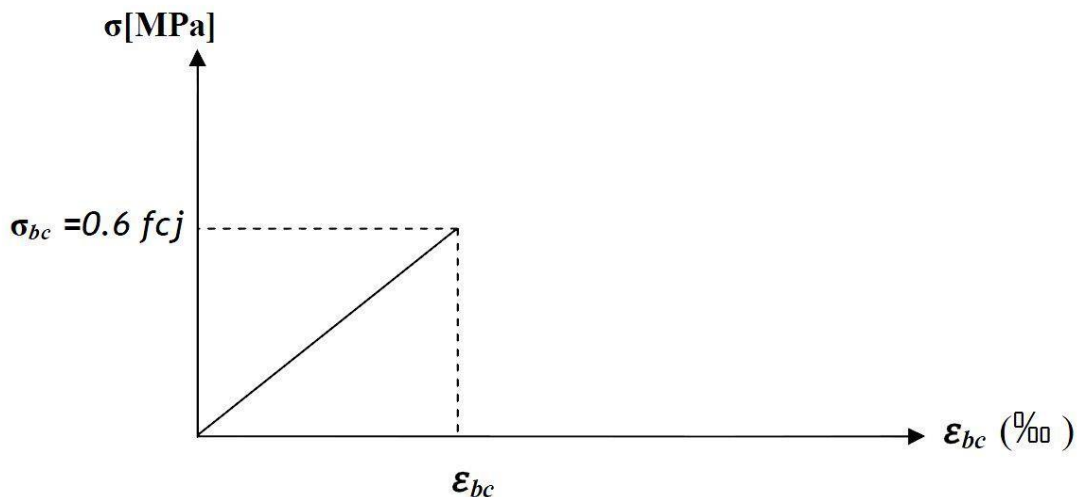


Figure I-2 Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS

❖ Contrainte limite de cisaillement (Art A-5-1-21 BAEL91 modifier99)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd}$$

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : valeur de la largeur de la section cisailée

d : hauteur utile

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

❖ MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

❖ MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

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

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

❖ MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99}).$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

❖ MODULE DE DEFORMATION TRANSVERSALE

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

$V=0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

$V=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

❖ ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression et l'a sont utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbol	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	8	1.3	1

Tableau.2 : caractéristiques des aciers

❖ MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE DES ACIERS

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa. (Art : A.2.2,1/BAEL 91 modifié 99).

❖ CONTRAINTE LIMITE

A. CONTRAINTE LIMITE ULTIME (ELU) : (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

$$\sigma_s = \frac{F_e}{S_s}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$ situation durable.

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

B. CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE (ELS)

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

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

❖ FISSURATION PEU NUISIBLE

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.

De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton

❖ FISSURATION PREJUDICIALE

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{nf_{tj}})\right)$$

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99)

❖ FISSURATION TRES PREJUDICIALE

$$\sigma_{st} \leq 0,8\sigma_{st}$$

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA < 6 mm

$\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.

• **DIAGRAMMES DES CONTRAINTES – DEFORMATIONS DE CALCUL**

(Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

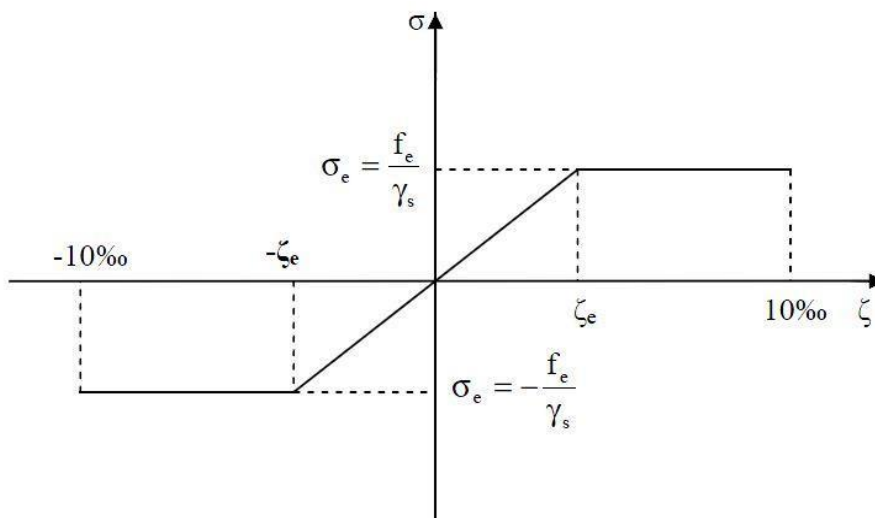


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

❖ **PROTECTION DES ARMATURES**

(Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles

de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

INTRODUCTION :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

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

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

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux d'un bâtiment est une étape primordiale dans un projet de génie civil et cette dernière se fait conformément aux prescriptions apportées au : BAEL 91 modifié 99 et RPA99 version 2003.

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions permanentes et des actions variables que peut supporter chaque élément porteur afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

II.1 Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à délimiter les étages et assure deux fonctions principales :

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

❖ Plancher en corps creux

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux sont de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs tâches, les planchers doivent

être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL 91 Suivante: $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$ (Art

B.6.8.424 BAEL91/99)

Avec

h_t : Epaisseur de la dalle.

L_{max} : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

Pour : $L_{max} = 400 - 25 = 375$ cm

$$h_t \geq \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20$ cm

- Épaisseur du corps creux : 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

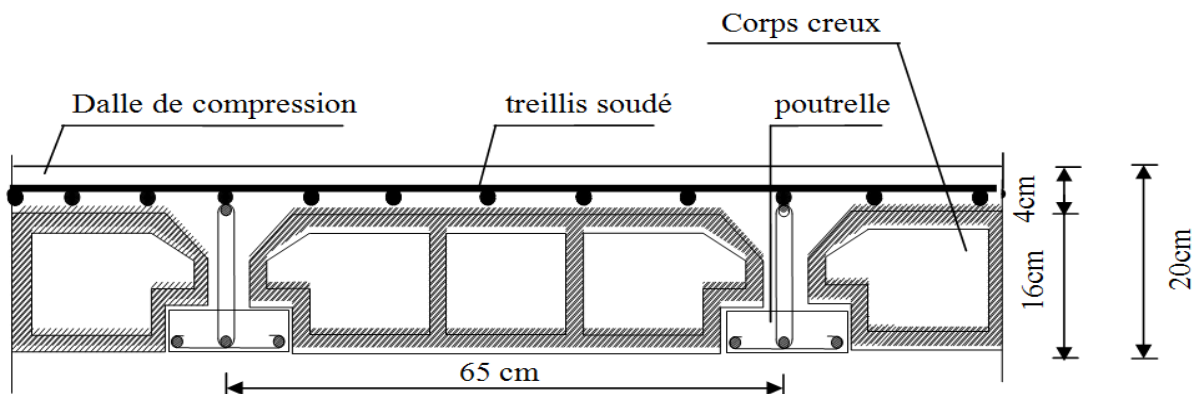


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

❖ Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine et les balcons.

a) Condition de résistance à la flexion :

❖ Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis :

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif. Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

Condition de la résistance à la flexion :

$$\rho_x = l_x / l_y$$

ρ_x : L'élanement de la dalle.

l_x : le petit côté du panneau de dalle considéré.

l_y : le grand côté du panneau de dalle considéré.

D'après le **BAEL Art A.8.2 ; B.7 ; E.3 DE BAEL 91/99**

$$\text{Si : } \rho_x \leq 0.4 \longrightarrow ep \geq l_x / 20$$

$$\text{Si : } 0.4 \leq \rho_x \leq 1 \longrightarrow ep \geq l_x / 30$$

$$\text{On a : } \rho_x = 1.35 / 165 = 0.82$$

Alors : $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \longrightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens

Donc : l'épaisseur sera calculer la formule : $ep \geq l_x / 30 = 135 / 30 = 4.5 \text{ cm}$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le **(RPA99 / 2003)** est de **12cm** ; on opte pour épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

- Condition de résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à : **14cm**

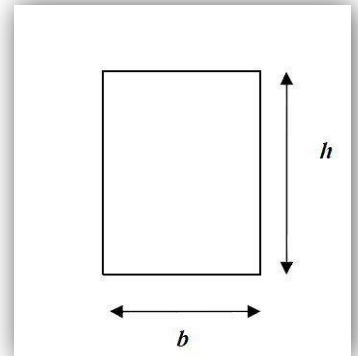
Donc : on opte pour une épaisseur de **15cm**.

II.2.LES POUTRES :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.(Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003)

- Largeur $b \geq 20$ cm.
- Hauteur $h \geq 30$ cm.
- Le rapport $h/b \leq 4$.
- Largeur max $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$.



La hauteur « h » de la poutre est donnée :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : la portée max entre appuis.

La largeur b donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE (SENS LONGITUDINAL) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- **La hauteur de la poutre est : on a $L_{\max} = 450 - 20 = 430$ cm.**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 28.66 \leq h \leq 43$$

On prend $h = 35$ cm.

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad \Leftrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

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

Vérification des conditions du RPA :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1.16 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE secondaire :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre**

On a : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 25 \leq h \leq 37.5$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$

- **Largeur de la poutre**

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

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

Vérification des conditions du RPA :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

- Poutre principale : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.

II.3.LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est

Généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

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

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

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

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

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

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

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

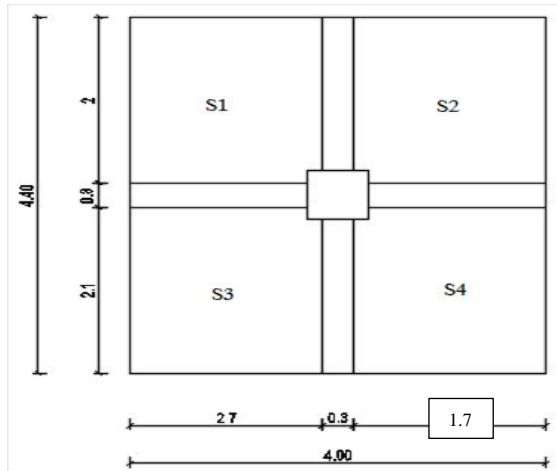
- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone **I** et **IIa**.
- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ en zone **III** et **IIb**.
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$ h_e est la hauteur libre entre étages
- $\frac{1}{4} \geq h_e \geq 4$

Remarque :

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

II.4.DESCENTE DE CHARGES :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité B6 :



$$S_{\text{brute}} = 4.4 \times 4 = 17.6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

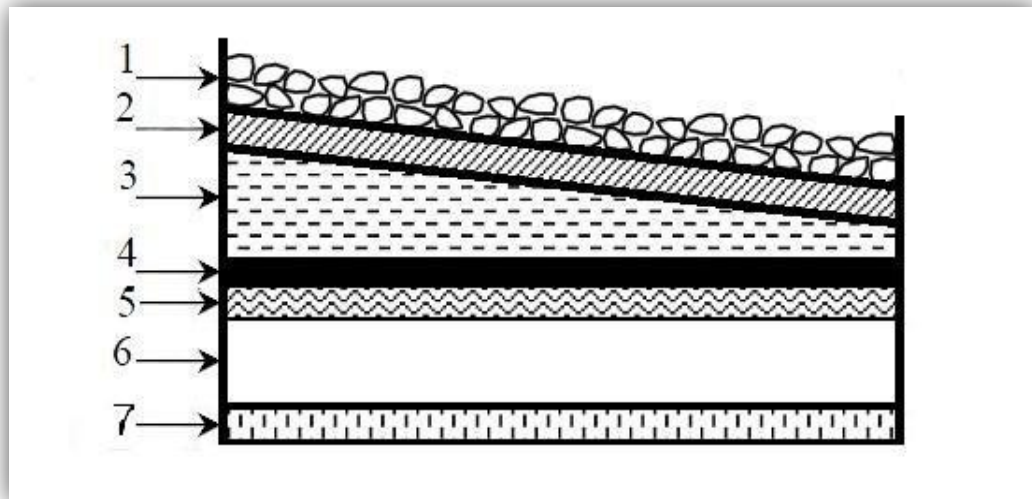
$$S_{\text{nette}} = (2.1 \times 1.7) + (2.1 \times 2) + (2 \times 2) + (2 \times 1.7) = 15.17 \text{ m}^2$$

DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION :

LES CHARGES PERMANENTS :

LES PLANCHERS :

Nous possédons deux types de planchers :

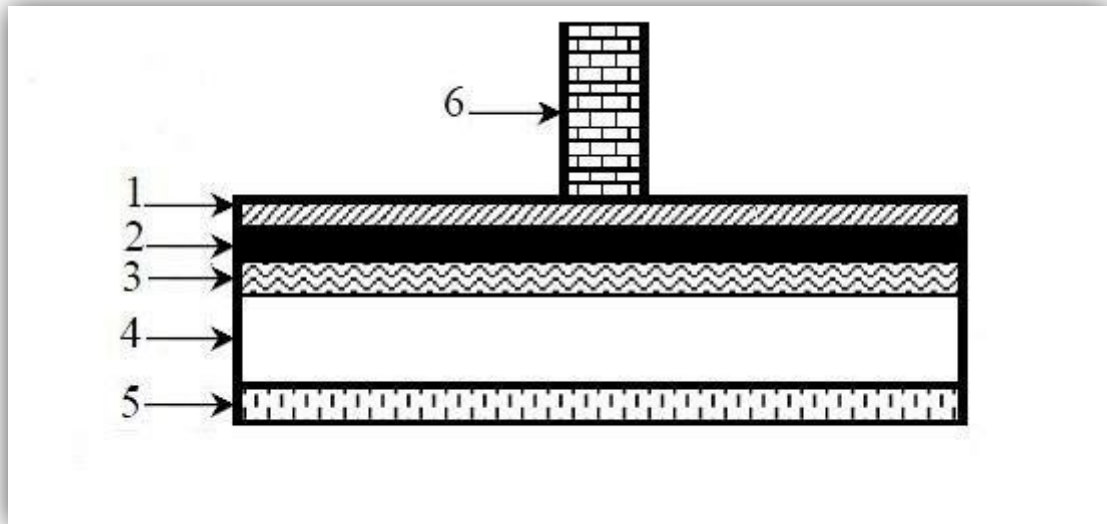


Coupe verticale d'un plancher terrasse

Charges permanentes du plancher d'étage terrasse :

N°	Éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	6.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	0.25	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4.00	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	14.00	2.8
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.2
Charges permanentes				5.83
Gtotale				

- Plancher étage :



Coupe verticale du plancher d'étage

Charges permanentes du plancher d'étage :

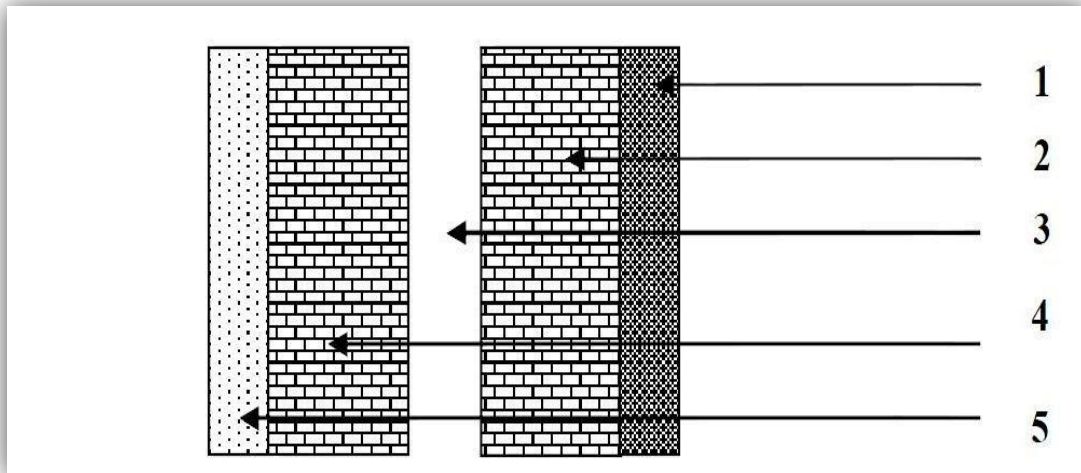
N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	22	0.66
4	Plancher en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit sous plafond	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse + enduits	10	09	0.90
		Charges permanentes G_{Total}		5.56

MAÇONNERIE :

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

- **Murs extérieurs :**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



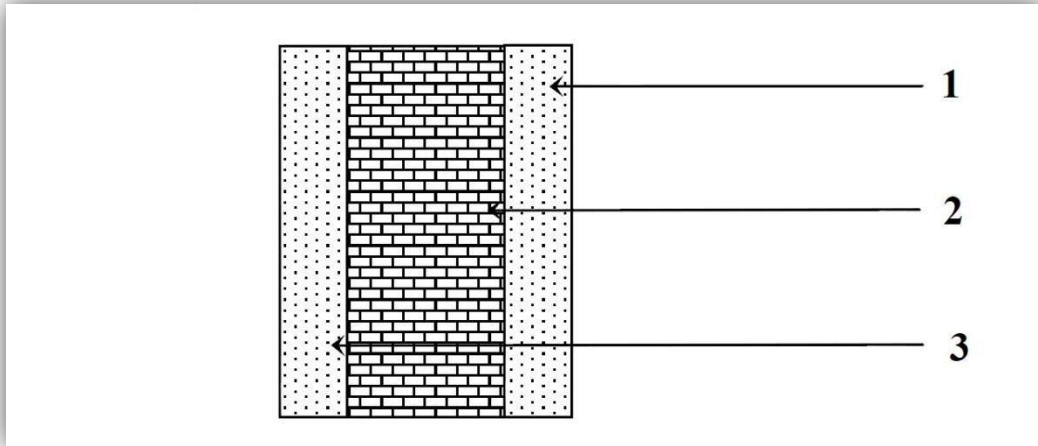
Coupe verticale d'un mur extérieur

Charges permanentes des murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur r(cm)	Poids volumique γ (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	00	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
		Charges permanentes		2.36
		G_{Total}		

- Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.



Coupe verticale d'un mur intérieur

Charges permanentes des murs intérieurs :

N°	Elements	Epaisseur r(cm)	Poids volumique γ (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	2	10	0.20
		Charges permanents G_{Total}		1.30

LES CHARGES D'EXPLOITATION :

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

Surcharges d'exploitation des différents éléments

<i>Eléments</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
Plancher terrasse inaccessible	1,0
Plancher à usage habitation	1.5
Plancher à usage commercial	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

LA DESCENTE DE CHARGE :

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est

Le poteau B6.

CALCUL DE L'AIR DE PLANCHER REVENANT AU POTEAU LE PLUS SOLLICITE :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2.1 \times 1.7) + (2.1 \times 2) + (2 \times 2) + (2 \times 1.7) = 15.17 \text{ m}^2$$

LES CHARGES PERMANENTES REVENANT A CHAQUE PLANCHER :

- **PLANCHER TERRASSE :**

$$P_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 15.17 = 88.441 \text{ KN}$$

- **PLANCHER D'ETAGES COURANTS :**

$$P_{pe} = G_e \times S = 5.56 \times 15.17 = 84.345 \text{ KN}$$

CALCUL DU POIDS PROPRES DES POUTRES :

- **POUTRE PRINCIPALE : (30 × 40) :**

$$P_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times (2.1 + 2) \times 25 = 12.3 \text{ KN}$$

- **POUTRE SECONDAIRE : (30 × 35) :**

$$P_{PS} = 0.30 \times 0.35 \times (1.7 + 2) \times 25 = 9,712 \text{ KN}$$

POIDS PROPRES DES POTEAUX : (0.25 × 0.25) :

1^{EME} A 8^{EME} ETAGE : $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$

RDC : $P_{PRDC} = 0.25 \times 0.25 \times 4.42 \times 25 = 6.90 \text{ KN}$

Sous-sol : $P_{SS} = 0.25 \times 0.25 \times 2.5 \times 25 = 3.90 \text{ KN}$

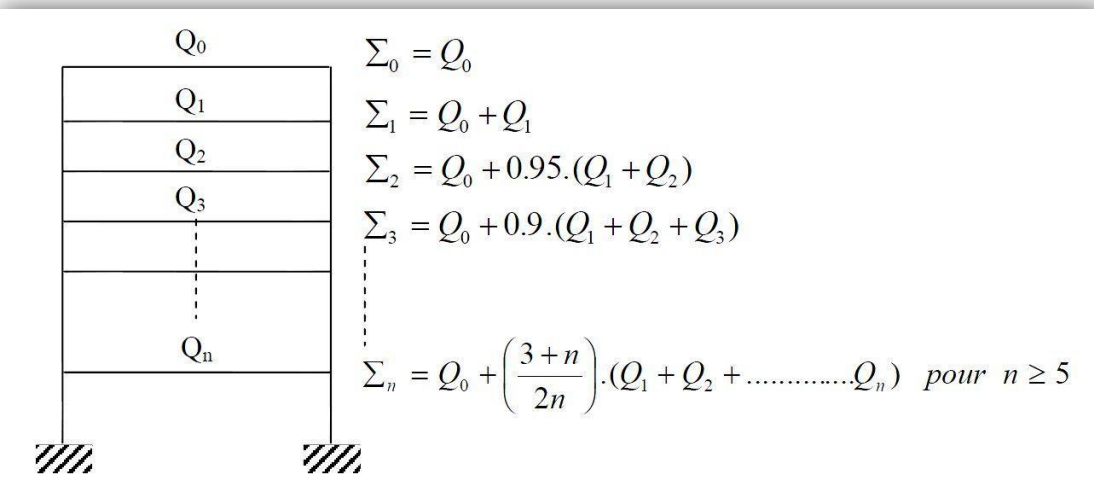
SURCHARGE D'EXPLOITATION :

S brute = 4.4 x 4 = 17.6 m²

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 17.6 = 17.6 \text{ KN}$
- Plancher 1^{ème} à 8^{ème} étage : $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots \dots \dots Q_8$
 $= 1.5 \times 17.6 = 26.4 \text{ KN}$
- Plancher RDC : $Q_9 = 3.5 \times 17.6 = 61.6 \text{ KN}$

LOI DE DEGRESSION DES SURCHARGES :

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges d'exploitation



Loi de dégression des surcharges d'exploitation

NIV 8	$Q_0 = 17.6$
NIV 7	$Q_0 + Q_1 = 44$
NIV 6	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 67.76$
NIV5	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 88.88$
NIV4	$Q_0 + 0.85(Q_1+ Q_2 +Q_3 +Q_4) =107.36$
NIV3	$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 123.2$
NIV2	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 136.4$
NIV1	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 149.54$
RDC	$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 162.69$
S.S	$Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 +Q_7 + Q_8 + Q_9) = 199.28$

///

TABLEAU RECAPITULATIF DES CALCULS RELATIFS A CHAQUE NIVEAUX ET DE LA DETERMINATION DE LA SECTION DES POTEAUX :

NIV	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux Ns [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G(t)	G cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]Q	Ns=G+Q	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section adoptee (b x h) Section
8	88.441	4.78	22.012	115.233	115.233	17.6	17.6	132.833	88.55	30x30
7	84.345	4.78	22.012	111.137	226.37	44	61.6	287.97	191.98	30x30
6	84.345	4.78	22.012	111.137	337.507	67.76	129.36	466.867	311.24	35x35
5	84.345	4.78	22.012	111.137	448.644	88.88	218.24	666.884	444.58	35x35
4	84.345	4.78	22.012	111.137	559.781	107.36	325.6	885.381	590.25	40x40
3	84.345	4.78	22.012	111.137	670.918	123.2	448.8	1119.718	746.47	40x40
2	84.345	4.78	22.012	111.137	782.055	136.4	585.2	1367.255	911.50	45x45
1	84.345	4.78	22.012	111.137	893.192	149.54	734.74	1627.932	1085.29	45x45
RDC	84.345	6.90	22.012	111.137	1004.329	162.69	897.43	1901.759	1267.83	50x50
SOU S-SOL	84.345	3.90	22.012	111.137	1115.466	199.28	1096.71	2212.176	1474.78	50x50

II.5. VERIFICATIONS RELATIVES AUX EXIGENCES DU RPA :

VERIFICATION DES SECTIONS DES POTEAUX AUX RECOMMANDATIONS DU RPA 99

(ART 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculée et vérification	Observation	
30x30	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq 25$	$\text{Min}(\text{bxh}) = 30 \geq 25\text{cm}$	✓	Condition vérifiée
	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 30 \geq 15.3$	✓	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	✓	
35x35	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq 25$	$\text{Min}(\text{bxh}) = 35 \geq 25\text{cm}$	✓	Condition vérifiée
	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 35 \geq 15.3$	✓	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	✓	
40x40	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq 25$	$\text{Min}(\text{bxh}) = 40 \geq 25\text{cm}$	✓	Condition vérifiée
	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 40 \geq 15.3$	✓	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	✓	
45x45	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq 25$	$\text{Min}(\text{bxh}) = 45 \geq 25\text{cm}$	✓	Condition vérifiée
	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 45 \geq 15.3$	✓	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	✓	
50x50	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq 25$	$\text{Min}(\text{bxh}) = 50 \geq 25\text{cm}$	✓	Condition vérifiée
	$\text{Min}(\text{bxh}) \geq H_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 50 \geq 22.1$	✓	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 \leq 1 \leq 4$	✓	

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

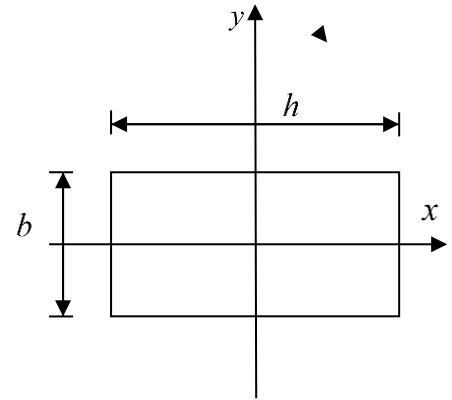
❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élanement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau.



Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$$

- **S.sol et RDC:** Poteaux (50x50); $l_0 = 4,42$; $\lambda = 21.66 < 50$
- **1^{er} et 2^{eme} étage :** Poteaux (45x45); $l_0 = 3.06$; $\lambda = 16.66 < 50$
- **3^{eme} , 4^{eme} étage :** Poteaux (40x40); $l_0 = 3.06$; $\lambda = 18.74 < 50$
- **5^{eme} , 6^{eme} :** Poteaux (35x35); $l_0 = 3.06$; $\lambda = 21.42 < 50$
- **7^{eme} , 8^{eme} :** Poteaux (30x30); $l_0 = 3.06$; $\lambda = 24.99 < 50$

❖ **Conclusion**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

I. Les voiles

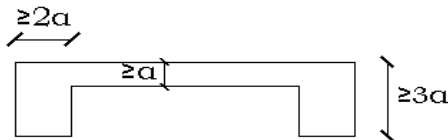
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\alpha$.

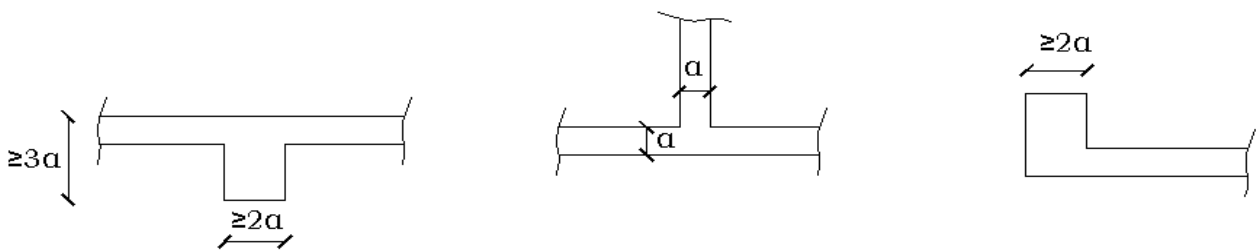
L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1^{er} cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{25} \geq \frac{522}{25} = 20.88$$

2^{ème} cas :



$$\alpha \geq \frac{h_e}{22} \geq \frac{522}{22} = 23.72$$

Donc on opte pour des voiles d'une épaisseur : **$\alpha=20$ cm**

III.1-L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base, Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur, le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

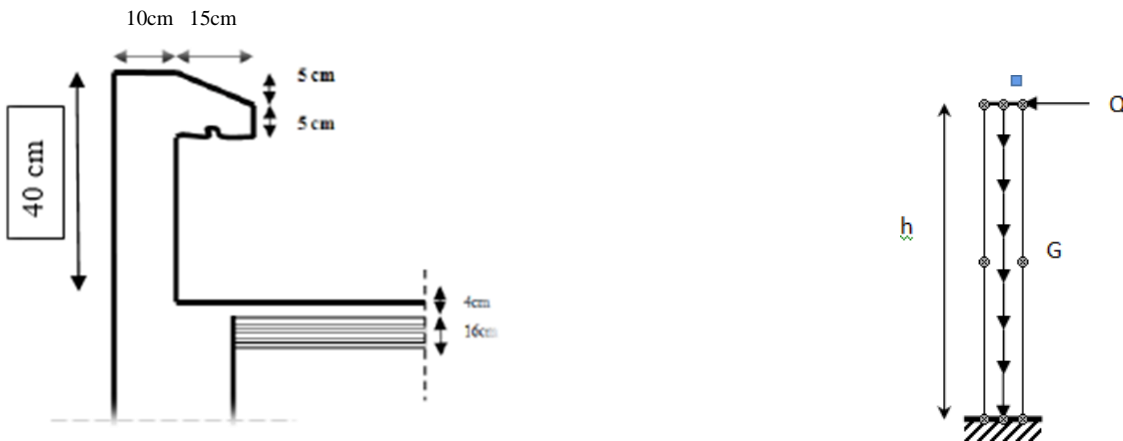


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.1-Calcul des sollicitations :

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

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton.
- S: Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 [(0,4 \times 0,1) + (0,05 \times 0,15) + (0,05 \times 0,15/2)] = 1,28 \text{ KN} / m.$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN} / ml$.
- Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.28 \text{ KN}$.
- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$.
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.4 = 0.4 \text{ KN.ml}$.

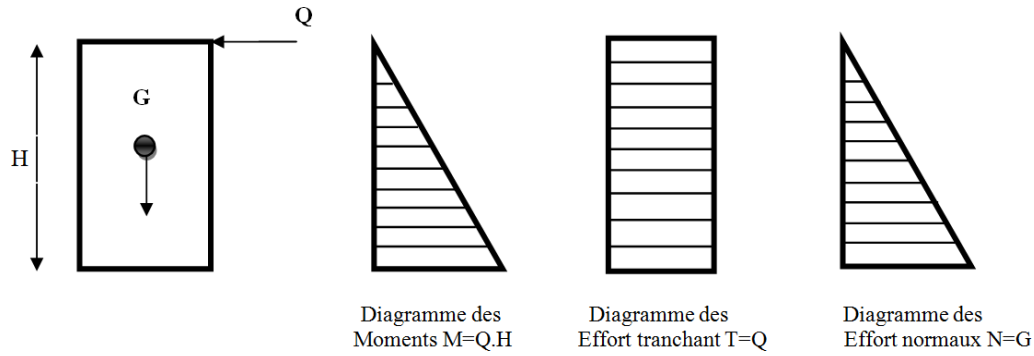


Figure III-2 : Schéma statique de calcul

III.1.2-Combinaisons de charges :

• A l'ELU :

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

➤ Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.28 = 1.728 \text{ KN.}$$

➤ Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.4 = 0.6 \text{ KN.m.}$$

• A l'ELS :

La combinaison de charges est : $G + Q$

❖ Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.28 \text{ KN.}$$

❖ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.4 \text{ KN.m.}$$

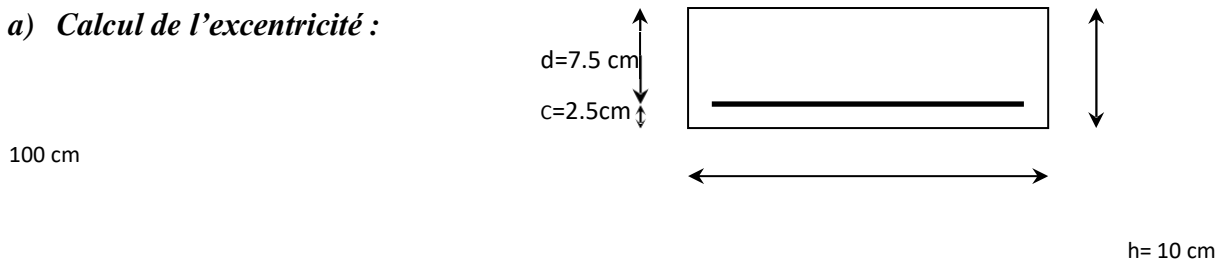
III.1.3-Ferraillage :

Le ferraillage se fera comme une console qui travaille en flexion composée.

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Calcul à l'ELU :

a) *Calcul de l'excentricité :*



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

❖ *Moment fictif*

$$M_f = N_u \cdot g$$

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

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 31,25 + \frac{10}{2} - 2,5 = 33,75 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } M_f = 1.728 \times 0.3375 = 0.5832 \text{ KN.m.}$$

❖ *Moment réduit :*

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,5832 \times 10^3}{100 \times 7,5^2 \times 14,2} = 0,0073$$

$$\text{AVEC : } f_{bu} = \frac{0,85 f_c 28}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = 0.0073 < \mu_l = 0.392. \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0073 \Rightarrow \beta = 0.9965$$

❖ *Armatures fictives :*

$$A = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,5832 \times 10^3}{0,9965 \times 7,5 \times 348} = 0,224 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_u = A - \frac{N_d}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,224 - (1,728 \times 10 / 348) = 0,049 \text{ cm}^2.$$

Vérifications à l'ELU:**Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

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

Armatures principales :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{chapitre I}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,4 \times 100}{1,28} = 31,25 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7,5 \times 2,1}{400} \left[\frac{31,25 - 0,445 \cdot 7,5}{31,25 - 0,185 \cdot 7,5} \right] = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 0,049 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

La section n'est pas vérifiée donc on adopte une section

$$A_u = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec : un espacement } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

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

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

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.2/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_u} f_{c28} ; 4 \right\} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \quad Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 75} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 < \overline{\tau}_u = 2,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s : 1,5$ (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{tr}}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7,5 \times 10,05} = 0,22 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,22 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres**

Armatures principales : $S_t = 15 \text{ cm} < \min \{ 3h; 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$

Avec : $h=10\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 20\text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$.

- *Ancrage des barres verticales :*

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

Avec : $\bar{\tau}_u = 0,6 (\psi_s)^2 \bar{f}_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84\text{ MPa}$

D'où : $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69\text{ mm} \longrightarrow$ Soit : $L_s = 30\text{ cm}$.

e) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

- **Vérification des contraintes dans l'acier**

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

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7,5} = 0,268$

$$\rho_1 = 0,268 \longrightarrow \beta_1 = 0,917$$

$\sigma_{st} = \frac{0,4 \times 10^3}{0,917 \times 7,5 \times 2,01} = 28,93\text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

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

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

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

$$\sigma_{st} = 28,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0,268 \longrightarrow \beta_1 = 0,917 \longrightarrow K = 45,96$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28,93}{45,96} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)**

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

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

Avec

- . A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.2$ (**Zone II_b, groupe d'usage2**).
- . C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0.3$
- . W_n : poids de l'acrotère, $W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$.

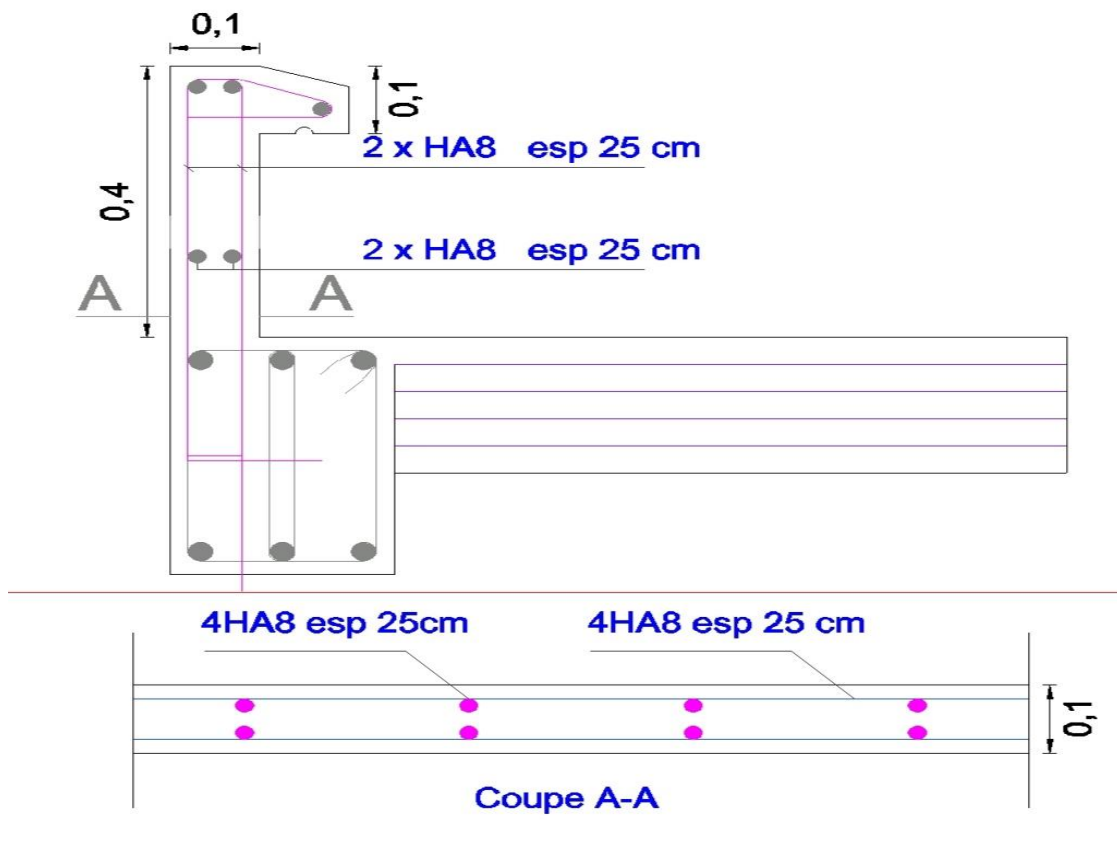
$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.3 \times 1.71 = 0.103 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ KN / ml}.$$

Conclusion :

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

❖ On opte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm² avec : St = 25 cm.**
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm² avec : St = 25cm**



Ferrailage de l'acrotère
 ECHELLE 1/20

III.2. Calcul des planchers :**III-2-1-Plancher en corps creux :**

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.

III.2.2. Dalle de compression :

Appelée aussi table de compression ou dalle de répartition son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- * Limiter les risques de fissurations par retrait.
- * Assurer la répartition entre poutrelles.
- * Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

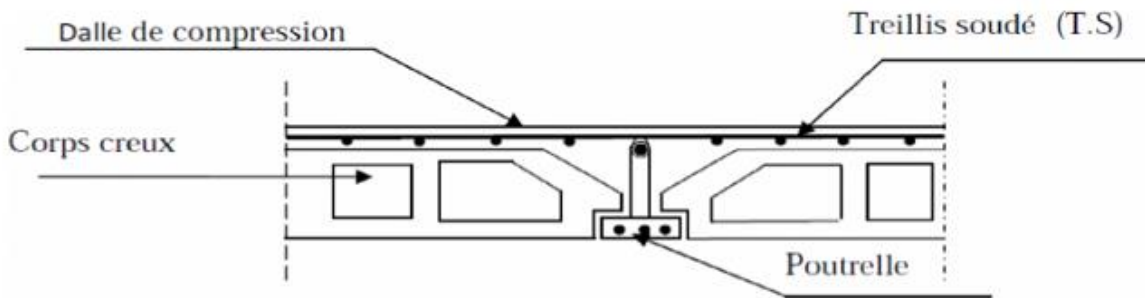
III.2.2.A Ferraillage de la dalle de compression : (Art B.6.8, 423BAEL91 mod99).

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) de limite d'élasticité $F_e = 520$ MPa et dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL99 art B.6.8;423).

- Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$- A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e : \text{Lorsque } L \leq 50\text{cm.}$$

- $A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq 4L/ f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.
- $A_{//} = A_{\perp} / 2$



Coupe transversale d'un plancher en corps creux

III.2.2. A1. Calcul des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec : $l = 65\text{cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520\text{MPa}$: Limite d'élasticité.

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

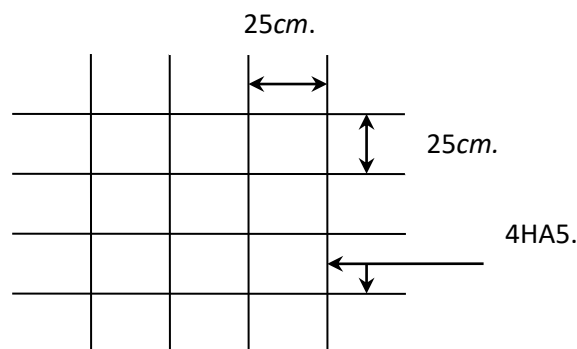
Soit $A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2$

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

III.2.2. A.2. Calcul des armatures parallèles aux poutrelles.

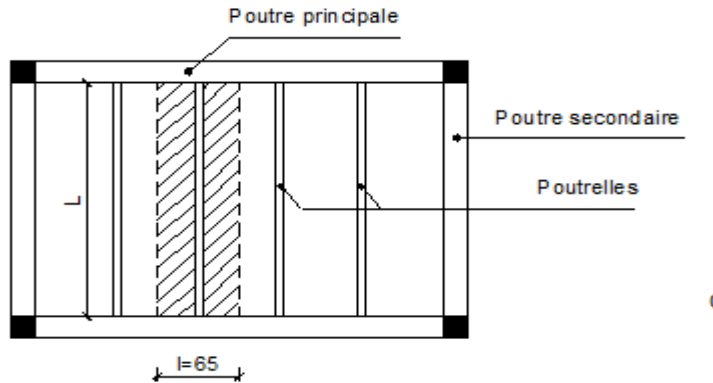
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39\text{cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4\text{HA5} = 0,78 \text{ cm}^2 / m_l$ avec un espacement : **$S_t = 25 \text{ cm}$**



III.2.3. Etude des poutrelles :

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



Vue en plan de plancher a corps creux

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle si supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

A. Les charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle :

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

- Poids propre du corps creux :

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

Poids total:

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

➤ Surcharge de l'ouvrier :

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

III.2.4. Ferrailage à l'ELU :

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

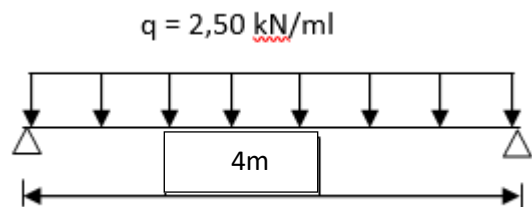
1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

• Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q L^2 / 8 = 2,5 \times (4)^2 / 8 = 5 \text{ kN.m}$$

• Effort tranchant :

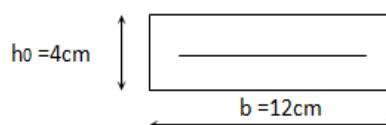
$$T = q \cdot L / 2 = 2,5 \times 4 / 2 = 5 \text{ kN}$$



1. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

Soit l'enrobage $c=2 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$



$$d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

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

$$\mu = \frac{5 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14.2} = 7.33$$

$\mu_u = 7.33 > \mu_L = 0.392L$ La section est doublement armée. (SDA).

Remarque :

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

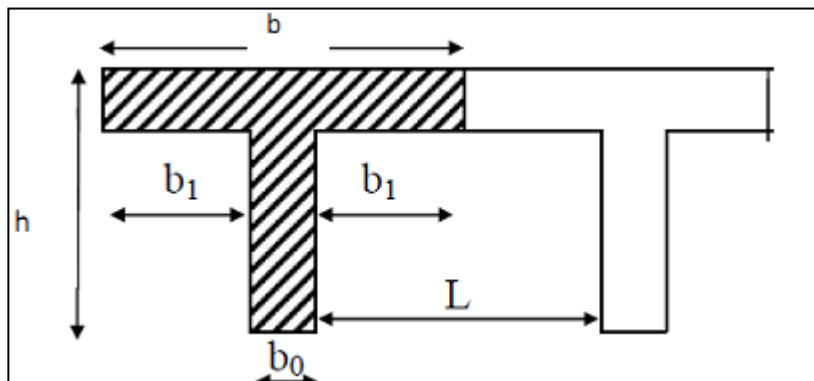
Après coulage de la dalle de compression :

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

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

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

- **Détermination des dimensions de la section en T :**



Les dimensions de la section en T

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures

$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5$ cm

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

1-Chargement : charges et surcharges

✓ Calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79$ kN/m.
- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.61$ kN/m
- Poids propre du plancher (RDC) : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.61$ kN/m.
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$ kN/ml.
- Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ kN/ml
- Charge d'exploitation :(étage RDC – usage commercial) $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28$ kN/ml.

Note : nous considérons pour nos calculs, les planches qui présentent le cas le plus défavorable.

$$G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ kN/m} ; Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ kN/m}$$

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher du RDC à usage commercial.

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8.29$ kN/ml

- ELS : $q_s = G + Q = 5.89$ kN/ml

B-2-3-Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de CAQUOT.

Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

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

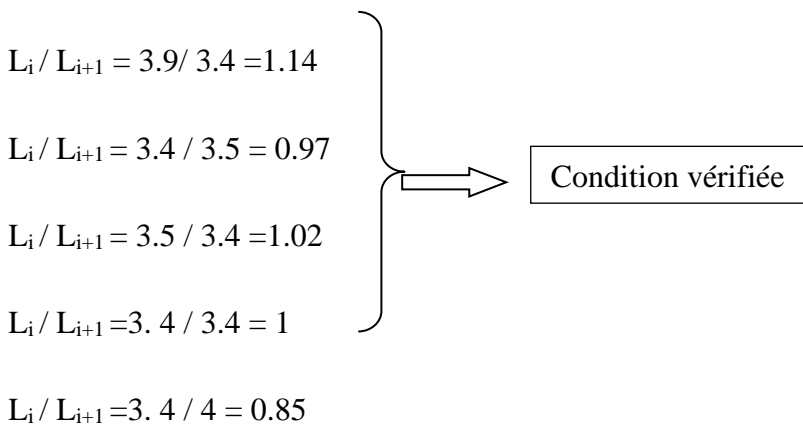
✓ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml.}\}$$

$Q = 2.28\text{KN} < 2G = 7,22 \text{ KN/ml.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- ✓ • Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow condition vérifiée.
- ✓ • Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

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



- ✓ 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements..... Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées, **donc la méthode forfaitaire est applicable**

b) Principe de la méthode :

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

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

- Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

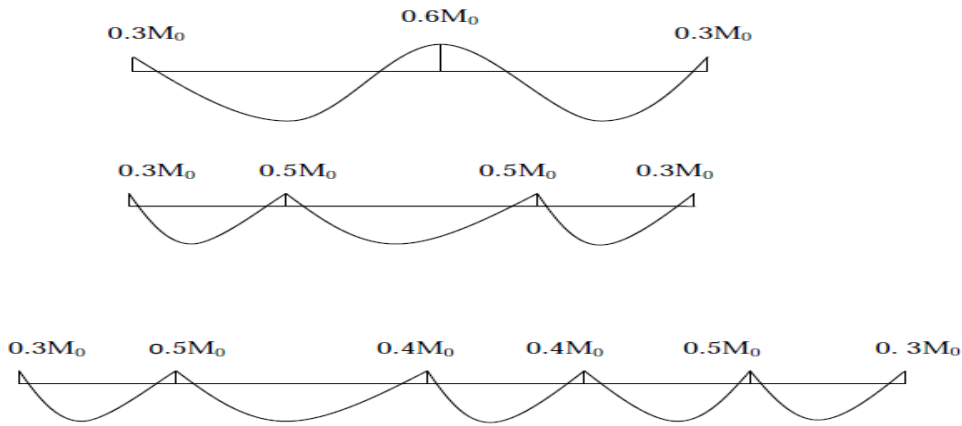
Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale 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



Diagrammes des moments.

d) Application de la méthode

Soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.28}{2.28+3.61} = 0.387 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$

Dans notre cas, on à une poutre sur sept (07) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

•Calcul des moments isostatiques

Travée 1-2 : $M_{01} = 8.29 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 15.76 \text{KN.m}$

Travée 2-3 : $M_{02} = 8.29 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 11.98 \text{KN.m}$

Travée 3-4 : $M_{03} = 8.29 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 12.69 \text{KN.m}$

Travée 4-5 : $M_{04} = 8.29 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 11.98 \text{KN.m}$

Travée 5-6 : $M_{05} = 8.29 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 11.98 \text{KN.m}$

Travée 6-7 : $M_{06} = 8.29 \times \frac{(4)^2}{8} = 16.58 \text{KN.m}$

• calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 15.76 = 4.728 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 15.76 = 7.88 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 12.69 = 5.076 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 12.69 = 5.076 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 M_{04} = 0.4 \times 11.98 = 4.792 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.5 M_{06} = 0.5 \times 16.58 = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.3 M_{06} = 0.3 \times 16.58 = 4.974 \text{ KN.m}$$

-Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.28}{2.28+3.61} = 0.387 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0,3\alpha = 1,116 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,558 \\ \frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,658 \end{array} \right.$$

Calcul des moments en travées :

➤ **travée de rive AB :**

$${}^2M_t \geq \max(1.05 \times 15.76 ; 1.116 \times 15.76) - \frac{4.728 + 7.88}{2} = 11.284 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.658 \times 15.76 = 10.37 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{AB} = 11.284 \text{ KN.m}$

➤ **Travées intermédiaires BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 11.98 ; 1.116 \times 11.98) - \frac{7.88 + 5.076}{2} = 6.891 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,558 \times 11.98 = 6.684 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{BC} = 6.891 \text{ KN.m}$

➤ Travées intermédiaires CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 12.69; 1.116 \times 12.69) - \frac{5.076 + 5.076}{2} = 9.086 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.558 \times 12.69 = 7.081 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{CD} = 9.086 \text{ KN.m}$

➤ Travées intermédiaires DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 11.98; 1.116 \times 11.98) - \frac{5.076 + 4.792}{2} = 8.435 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.558 \times 11.98 = 6.684 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{DE} = 8.435 \text{ KN.m}$

➤ Travées intermédiaires EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 11.98; 1.116 \times 11.98) - \frac{4.792 + 8.29}{2} = 6.828 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.558 \times 11.98 = 6.684 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{EF} = 6.828 \text{ KN.m}$

➤ Travée de rive FG :

$$M_t \geq \max(1.05 \times 16.58; 1.116 \times 16.58) - \frac{8.29 + 4.974}{2} = 11.871 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.658 \times 16.58 = 10.909 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{EF} = 11.871 \text{ KN.m}$

e) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

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

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2} \quad \Longrightarrow$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

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

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

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

✓ Application :

$$\text{Travée AB} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{8.29 \times 3.9}{2} + \frac{(-7.88) - (-4.728)}{3.9} = 15.357 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{8.29 \times 3.9}{2} + \frac{(-7.88) - (-4.728)}{3.9} = -16.973 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{8.29 \times 3.4}{2} + \frac{(-5.076) - (-7.88)}{3.4} = 14.917 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{8.29 \times 3.4}{2} + \frac{(-5.076) - (-7.88)}{3.4} = -13.268 \text{ KN} \end{array} \right.$$

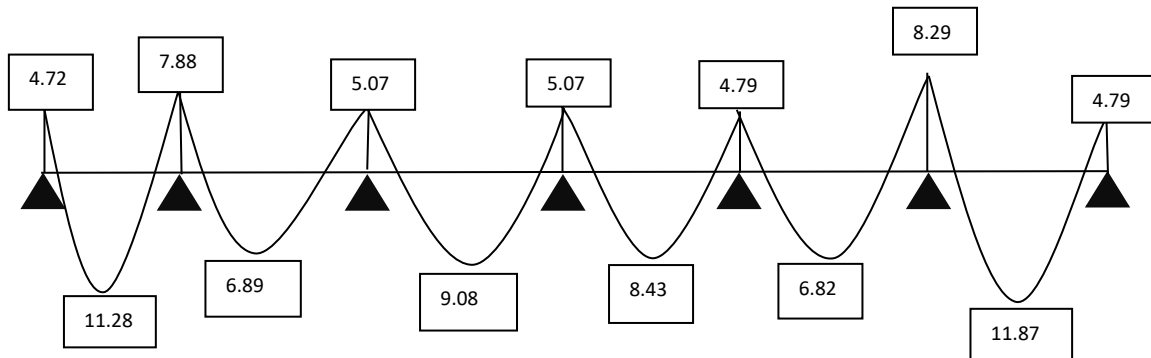
$$\text{Travée CD} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{8.29 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.076) - (-5.076)}{3.5} = 14.507 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{8.29 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.076) - (-5.076)}{3.5} = -14.507 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée DE} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{8.29 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.792) - (-5.076)}{3.4} = 14.176 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{8.29 \times 3.4}{2} + \frac{(-4.792) - (-5.076)}{3.4} = -14.009 \text{ KN} \end{array} \right.$$

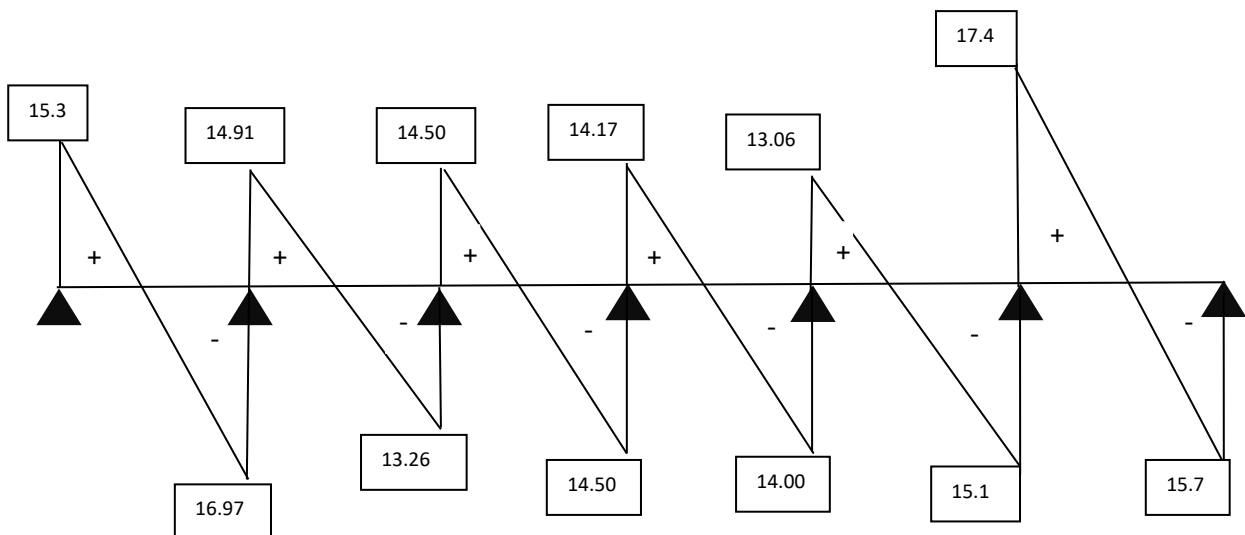
$$\text{Travée EF} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{8.29 \times 3.4}{2} + \frac{(-8.29) - (-4.792)}{3.4} = 13.064 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{8.29 \times 3.4}{2} + \frac{(-8.29) - (-4.792)}{3.4} = -15.121 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée FG} \left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{8.29 \times 4}{2} + \frac{(-4.974) - (-8.29)}{4} = 17.409 \text{ KN} \\ T_2 &= -\frac{8.29 \times 4}{2} + \frac{(-4.974) - (-8.29)}{4} = -15.751 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN)



✓ Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN) :



2.5 Ferrailage des poutrelles :

Calcul des armatures :

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifier à l'état limite de service.

III-2 .5.1 Calcul à ELU :

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées :

Le moment maximal en travée est : $M_{\max}^t = 11,871 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 59,07 \text{ KNm}$$

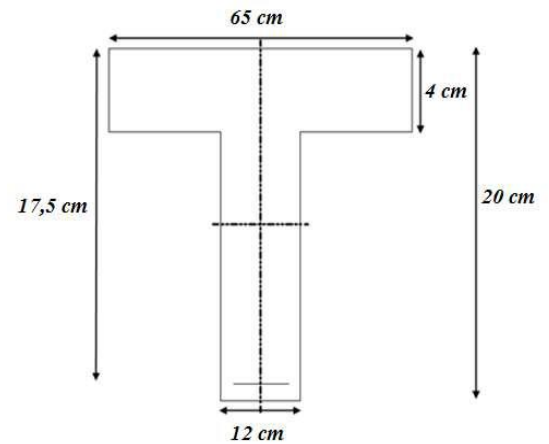
$M_{\max}^t \leq M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{11.871 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,039 \Rightarrow \beta = 0.9801$$



$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \text{ Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{11.871 \times 10^3}{0.9801 \times 18 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{8.29 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.9863$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \text{ Donc :}$$

$$A_a = \frac{8.29 \times 10^3}{0.9863 \times 18 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Φ^{\max}_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre de $\phi = 6\text{mm}$ avec $A_t = 2RL6 = 0.57\text{cm}^2$

• L'espacement des cadres :

$$St \leq \min(0.9 d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{2.35 \times 400}{12 \times 0,4} = 195.8\text{cm}$$

Soit un espacement $St = 16\text{ cm}$

III-2.5.2. Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

En travée : $A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2$ «Condition vérifiée»

Aux appuis : $A_a = 1.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2$ «Condition vérifiée»

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17.409 \times 10}{18 \times 12} = 0.80\text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.80\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa}$la Condition est vérifiée.

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appuis le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 10 = 62,80 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,106 \times 10}{0,9 \times 18 \times 62,80} = 0,138 \text{ MPa}$$

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

4) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

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

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

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

➤ Appuis de rive :

$$V_{\max} = 17.409 \text{KN} < 129.76 \text{KN}$$

«condition vérifiée»

➤ **Appuis intermédiaire:**

$$V_{\max} = 15.121 \text{KN} < 129.76 \text{KN}$$

«condition vérifiée»

III-2.6.1. Calcul à L'ELS :

Le chargement à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (3.61 + 2.28) = 5.89 \text{KN/ml}$$

-Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$$q_u = 8.29 \text{KN/ml} ; q_s = 5.89 ; \mathbf{q_s / q_u = 0.710}$$

$$\mathbf{M_s = M_u \times 0.710}$$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée 1-2 : } M_{01} = 5.89 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 11.2 \text{KN.M}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{02} = 5.89 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 8.51 \text{KN.M}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{03} = 5.89 \times \frac{(3.5)^2}{8} = 9.01 \text{KN.M}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_{04} = 5.89 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 8.51 \text{KN.M}$$

$$\text{Travée 5-6 : } M_{05} = 5.89 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 8.51 \text{KN.M}$$

$$\text{Travée 6-7 : } M_{06} = 5.89 \times \frac{(4)^2}{8} = 11.78 \text{KN.M}$$

• Calcul des moments :

• Aux appuis :

$$M_1 = 0.3M_0 = 3.36 \text{ KN.M}$$

$$M_2 = 0.5M_0 = 5.60 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = 0.4M_0 = 3.60 \text{ KN.M}$$

$$M_4 = 0.4M_0 = 3.60 \text{ KN.M}$$

$$M_5 = 0.4M_0 = 3.40 \text{ KN.M}$$

$$M_6 = 0.5M_0 = 5.89 \text{ KN.M}$$

$$M_7 = 0.3M_0 = 3.53 \text{ KN.M}$$

• **En travée :**

-Travée AB :

$$M_t = 8.02 \text{ KN.m}$$

-Travée BC :

$$M_t = 4.89 \text{ KN.m}$$

-Travée CD :

$$M_t = 6.46 \text{ KN.m}$$

-Travée DE :

$$M_t = 6.00 \text{ KN.m}$$

-Travée EF :

$$M_t = 4.85 \text{ KN.m}$$

-Travée FG :

$$M_t = 8.44 \text{ KN.m}$$

e) Calcul des efforts tranchants :

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

Avec :

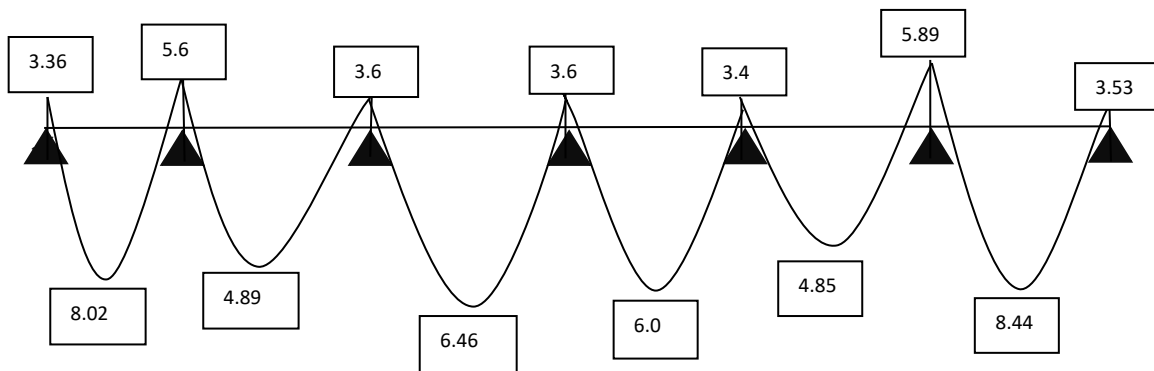
T_w : Effort tranchant de l'appui gauche

T_e : Effort tranchant de l'appui droit

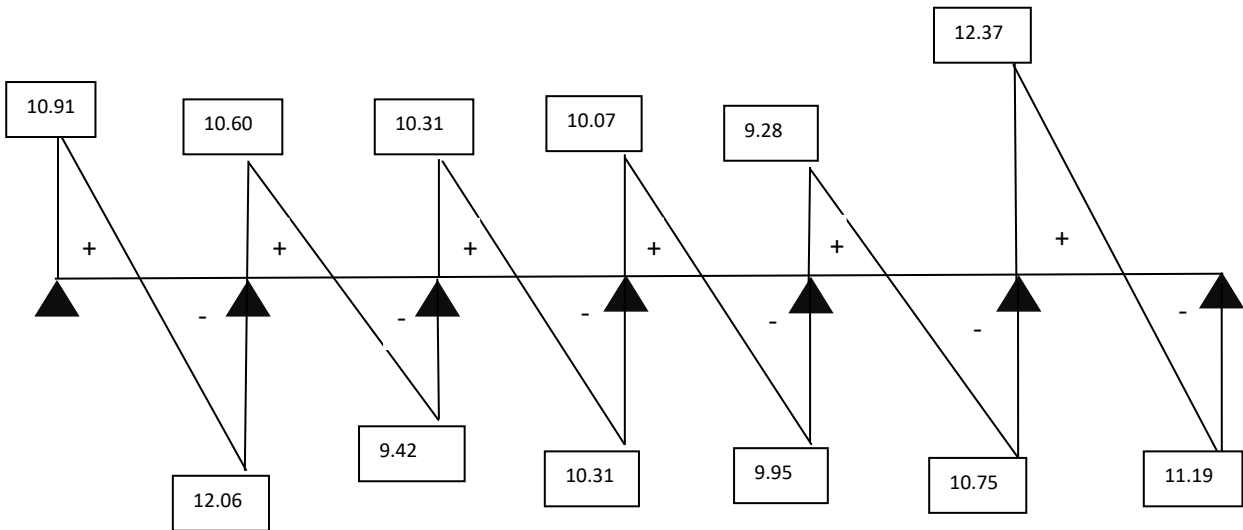
Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
T_w (KN)	10.91	10.60	10.31	10.07	9.28	12.37
T_e (KN)	-12.06	-9.42	-10.31	-9.95	-10.75	-11.19

✓ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN) :



✓ Diagramme des efforts interne à l'ELS (en KN) :



III-2.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

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

➤ **En travées :** $A_t = 2.35\text{cm}^2 M_t^S = 8.44\text{KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho = 1.09 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \quad \text{et} \quad K = 19.72$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{8.44 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 233.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 233.09 / 19.72 = 11.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.82\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1.57\text{cm}^2 M_a^S = 5.89 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \quad \text{et} \quad K = 25.32$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5.89 \times 10^3}{1.57 \times 0,876 \times 18} = 239.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{St} / K = 239.57 / 25.32 = 9.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{20}{310} = 0.064 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{1}{10} \times \frac{5.26}{7.42} = 0.07 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \frac{2.35}{12 \cdot 18} = 0.010 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M₀ : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion ; B₀ : largeur de nervure

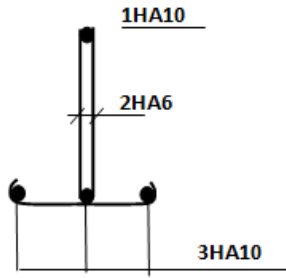
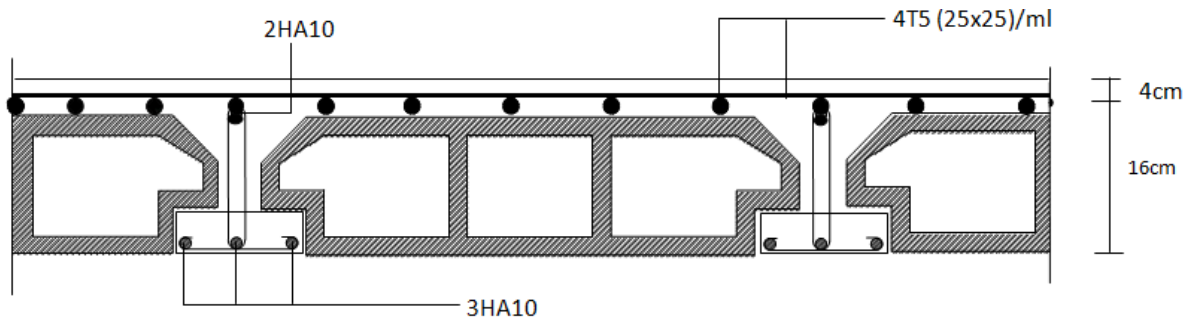


FIGURE III.2-6-1 : ferrailage de poutrelle en travée

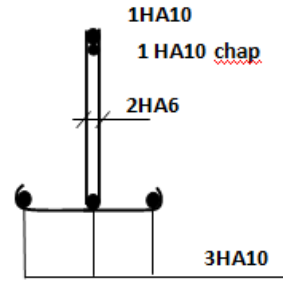


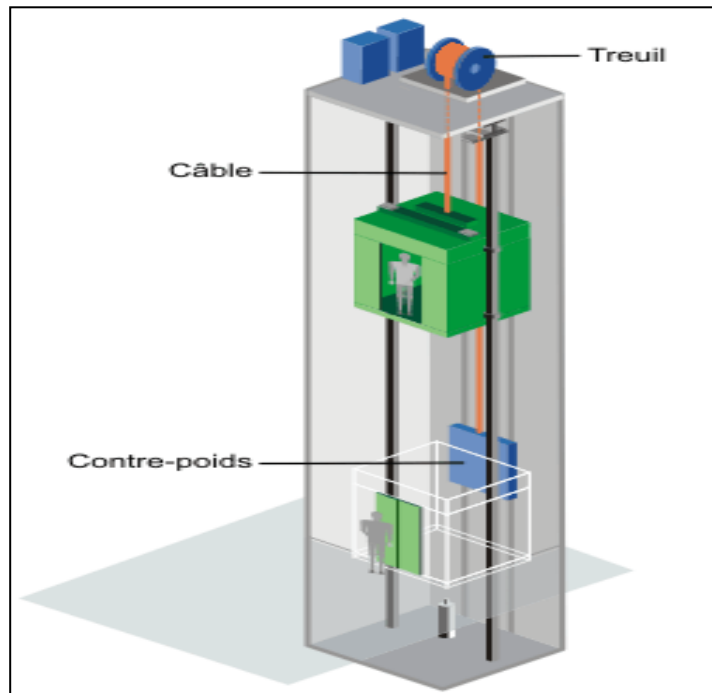
FIGURE III.2-6-2 : Plan de ferrailage de poutrelle en appuis

III.3. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III.3.1. Définition :

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble.

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 31,40m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.35 \times 1.65) = 2,22 \text{ m}^2$ reposant sur trois (03) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes. Repartie sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur .



Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{135}{30} = 4.5 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (**RPA 99 version 2003**), soit $h_t = 15\text{cm}$

III.3.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

- **Principe de la méthode :**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x < l_y$

- ✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur : Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{array} \right.$$

- ✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

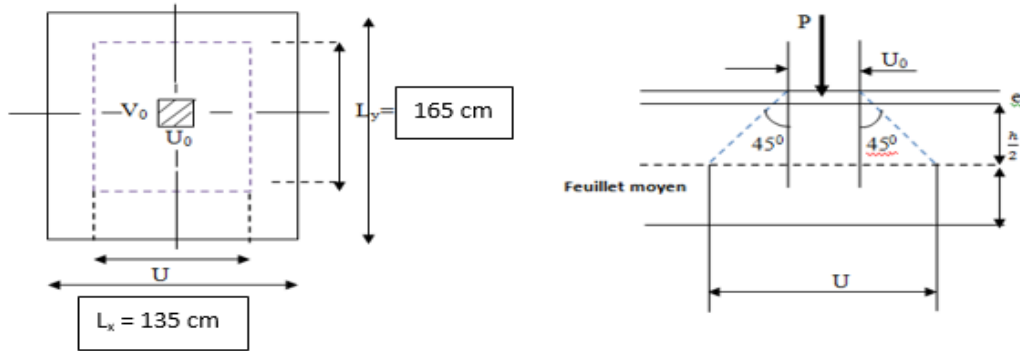
Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

M_{0x} et M_{0y} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

Tel que : $V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

III.3.3. Calcul des armatures :



Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{135}{165} = 0.818$$

$0,4 \leq \rho = 0.818 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \text{ avec } : h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (e=5cm).} \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \quad \zeta = 1 : \text{pour revêtement en béton} \end{cases}$$

- (U x V) : surface d'impact au niveau du feuillet moyen
- (U0 x V0) : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée

Les côtés U₀ et V₀ sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 10 + 15 = 105\text{m} \\ V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

Détermination des sollicitations

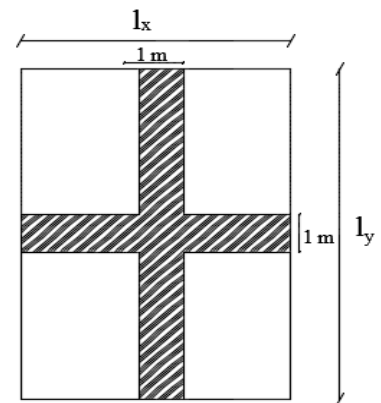
A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$P_u = 1.35 P$

Avec :

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage)

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)



Calcul des moments

Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P (M1 + \vartheta.M2)$$

$$M_y = P (M2 + \vartheta.M1)$$

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

(ρ et les rapports U/Lx et V/Ly)

ϑ : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \vartheta = 0 \text{ à L'ELU} \\ \vartheta = 0,2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0.82$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{135} = 0.777 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{165} = 0.636 \end{cases} \implies \text{Après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0.074 \\ M_2 = 0.055 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 121.5 (0.074 + 0) = 8.991 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 (0.055 + 0) = 6.682 \text{ KN.m}$$

Moment du poids propre de la dalle pleine

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

$$\rho = 0,82 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{matrix} u_x = 0,0542 \\ u_y = 0,631 \end{matrix}$$

$$M_{x2} = 0,0542 \times 8,048 \times (1,35)^2 = 0,794 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0,667 \times 0,794 = 0,529 \text{ KN m}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.991 + 0.794 = 9.785 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.682 + 0.529 = 7.211 \text{ KN.m}$$

Correction des moments:**En travée :**

$$M_X = 0.85 \times M_{Xt} = 0.85 \times 9.412 = 8.317 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 0.85 \times M_{Yt} = 0.85 \times 7.211 = 6.129 \text{ KN.m}$$

Aux appuis**Sens x-x**

$$M_X = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 9.785 = -2.935 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens-y-y**

$$M_Y = -0.3M_{0Y} = -0.3 \times 7.211 = -2.163 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ Avec : } d = h_t - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

❖ **Sens x-x :**• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.935 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.014 \leq 0.392 \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.9930$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.935 \times 10^3}{0.9930 \times 12 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• En travées :

$$\mu = \frac{M_{t_x}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.317 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,04 \leq 0,392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0,9796$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{t_x}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.317 \times 10^3}{0,9796 \times 12 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Sens-y-y :

Aux appuis

$$\mu = \frac{M^{a_y}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.163 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.01 \leq 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.9950$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{a_y}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.163 \times 10^3}{0.9950 \times 12 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

En travées :

$$\mu = \frac{M_{t_y}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.129 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.029 \leq 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.9853$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{t_y}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.129 \times 10^3}{0.9853 \times 12 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)	
Sur appuis	X-X	2.935	0,014	0.9930	0.70	2.01	4HA8	25
	Y-Y	2.163	0.01	0.9950	0.52	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	8.317	0,04	0.9796	2.03	3.14	4HA10	25
	Y-Y	6.129	0.029	0.9853	1.48	3.14	4HA10	25

III.3.4. Vérification à L'ELU :**A. Condition de non fragilité :****Sens x-x :**

$$w_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_x : Section minimale d'armatures ;

$b h$: section totale du béton ;

ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.82) / 2 = 1.308 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 1.308 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 1.308 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } \emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

\emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

Condition de non-poinçonnement : (Article A.5.2-42 du BAEL 91)

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow Q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales

Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 32,42 \text{ KN/m}^2 = 0,32 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5. Vérification à l'ELS :

Calcul des moments :

A. Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec: $\nu = 0,2$; $M_1 = 0,074 \text{ KN.m}$; $M_2 = 0,055 \text{ KN.m}$; $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_{x1}^s = 90(0,074 + 0,2 \times 0,055) = 7,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90(0,055 + 0,2 \times 0,074) = 6,282 \text{ KN.m}$$

A. Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

Le poids propre de la dalle pleine :

$$G = (0.15 \times 25) + (0.05 \times 22) = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

Les charges sont des charges surfaciques donc on doit multiplier par **1ML**

$$q_s = 5,85 \times 1\text{ML} = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s$$

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,82 \\ \nu = 0,2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{array}{l} \mu_x = 0.061 \\ \mu_y = 0.737 \end{array}$$

$$M_{x2}^s = 0.061 \times 5,85 \times (1.35)^2 = 0.650 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.737 \times 0.65 = 0.479 \text{ KN.m}$$

A. Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 7.65 + 0.65 = 8.3 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 6.282 + 0.479 = 6.761 \text{ KN.m}$$

B. Correction des moments :

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 7.055 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 5.746 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -2.49 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -2.03 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments :

- ✓ Vérification des contraintes dans le béton :(Article A.4.5-2 du BAEL91)

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

- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$
- α : position de l'axe neutre

➤ Sens x-x :

❖ *en travées* :

$$\mu = \frac{M^{Stx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.055 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.034 \longrightarrow \alpha = 0.043$$

$$\gamma = \frac{M_{txu}}{M_{txs}} = \frac{8.317}{7.055} = 1,18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0,043 < 0,34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ *sur appuis* :

$$\mu = \frac{M^{Sax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.012 \longrightarrow \alpha = 0.015$$

$$\gamma = \frac{M_{axu}}{M_{axs}} = \frac{2.935}{2.49} = 1.18 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0,015 < 0,34 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens y-y :

❖ *En travées* :

$$\mu = \frac{M^{Sty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.746 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.028 \longrightarrow \alpha = 0.036$$

$$\gamma = \frac{M_{tyu}}{M_{tys}} = \frac{6.129}{5.746} = 1.06 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0,036 < 0,28 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ *sur appuis :*

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,03 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,009 \alpha = 0,011$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{2,163}{2,03} = 1,07 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\alpha = 0,011 < 0,28 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

C. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

D. Vérification au poinçonnement

$$Qu \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m}$$

$$Qu = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 0,15 \times 4,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Qu = 121,5 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{135} = 0.11$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7.055}{20 \times 8.3} = 0.042$$

$$\frac{h}{L_s} = 0.11 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.042 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0.0024$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{condition vérifiée}$$

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

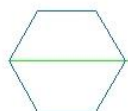
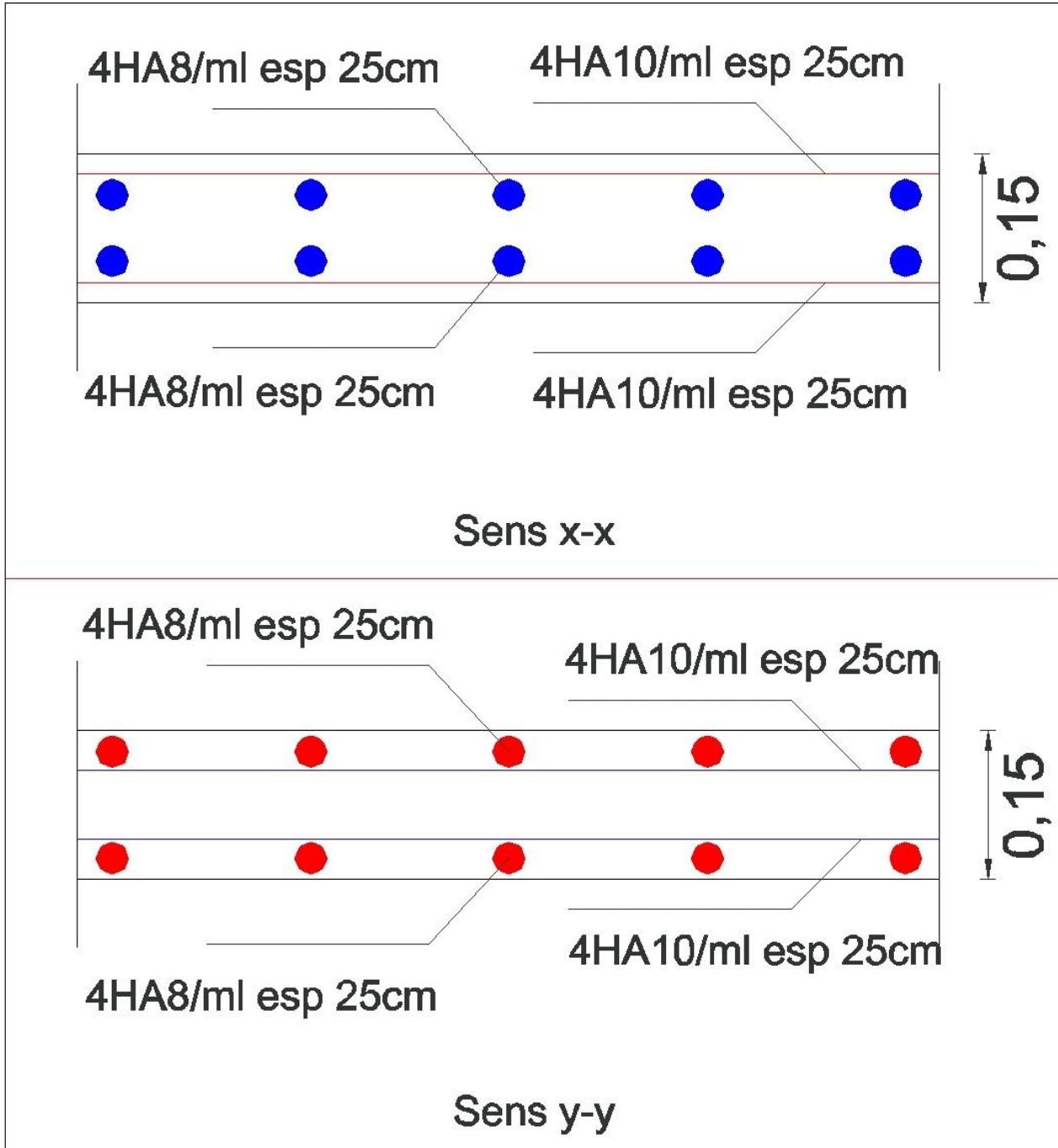
En travée : 4HA10/ml avec un espacement $s_t = 25\text{cm}$.

En appui : 4HA8/ml avec un espacement $s_t = 25\text{ cm}$.

Sens y-y :

En travée : 4HA10/ml avec un espacement $st = 25$ cm.

En appui : 4HA8/ml avec un espacement $st = 25$ cm



Ferrailage de la dalle salle machine

ECHELLE 1/20

III.4. BALCON :

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

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

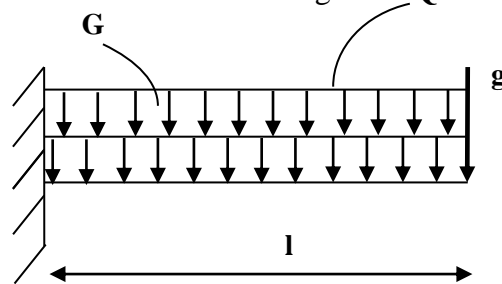


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

Avec :

- **G** : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.4.1. Dimensionnement du balcon :

- $e_p \geq \frac{L}{10}$ avec L : largeur du balcon.
- Le balcon est en dalle pleine.
- $e_p \geq \frac{110}{10} = 11cm$.on prend $e_p = 15cm$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charge permanente :**

$$G = 5.61 \text{ KN / m}^2 \text{ (déterminer dans le chapitre II)}$$

- Charge concentrée (garde corps) :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			1,62

Tableau III.4.2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- Surcharge d'exploitation :

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

III.4.3. Combinaisons de charges :

A'ELU :

- Dalle:

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.82 \text{ KN/ml}$$

- Garde corps:

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

A'ELS :

- Dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.61 + 3.5) \times 1\text{m} = 9.11 \text{ KN/ml}$$

- Garde corps :

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

A'ELU :

- moments fléchissant :

$$M_u \equiv \frac{Q_u l^2}{2} + g_u \cdot l$$

$$M_u \equiv \frac{12.83 \times (1.1)^2}{2} + 2.19 \times 1.1 = 10.17 \text{KN.m}$$

- L'effort tranchant :

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

$$V_u = 12.83 \times 1.1 + 2.19 = 16.30 \text{KN}$$

APPELS :

- moments fléchissant :

$$M_s \equiv \frac{Q_s l^2}{2} + g_s \cdot l$$

$$M_s \equiv \frac{9.11 \times (1.1)^2}{2} + 1.62 \times 1.1 = 5.51 \text{KN.m}$$

- L'effort tranchant :

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

$$V_s = 9.11 \times 1.1 + 1.62 = 11.64 \text{KN}$$

III-4-4) Ferrailage :

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

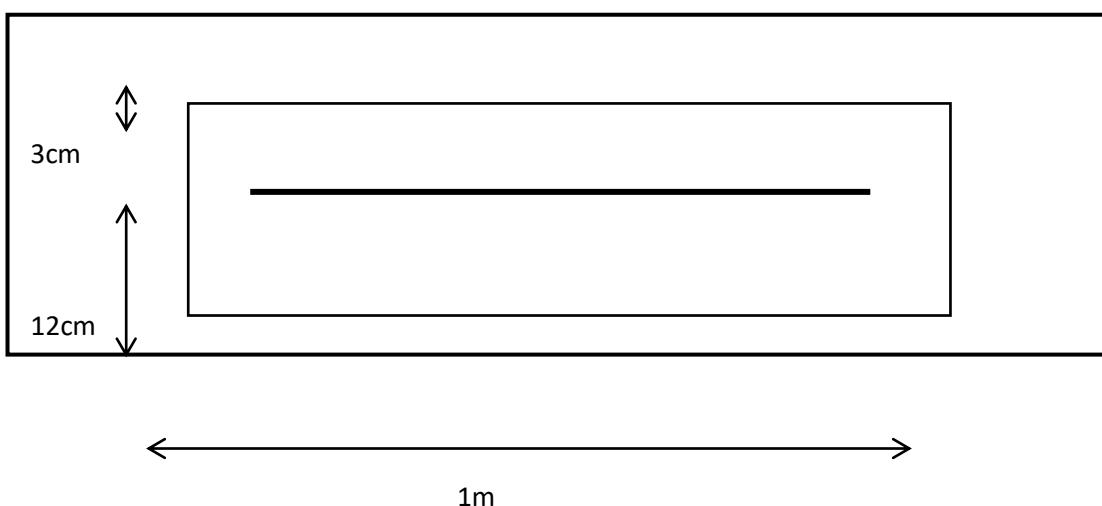


FIGURE.III.4.4. Disposition des armatures principales du balcon

a. Armature principale :

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

$$\mu = \frac{10.17 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.049$$

$\mu = 0.049 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.049 \beta = 0.975$ →

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

$$A_s = \frac{10.17 \times 10^3}{0.975 \times 12 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

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

a. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

III-4-5) Vérifications des contraintes à l'ELU :

Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :

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

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

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

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

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

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

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

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

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

Avec : $\Sigma\mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma\mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{16.30}{0.9 \times 12 \times 12.56} \times 10 = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91modifié 99) :**

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{16.30}{100 \times 12} \times 10 = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :**

- Armatures principales :

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

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-6) Vérification à l'ELS :

- a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma_{st}} &\leq \overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \\ &= \left\{ \text{Min} \frac{2}{3} \times 400 \quad 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} \end{aligned}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261 \quad \beta_1 = 0.9186 \quad K_1 = 46.61$$

$$\text{Alors } \overline{\sigma_{st}} = \frac{5.51 \times 10^6}{0.9186 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 159.189 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} < \overline{\sigma_{st}} \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

- b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = K \cdot \sigma_s = 0.021 \times 159.189 = 3.34 \text{ MPA} \quad \Longrightarrow \quad \overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{15}{110} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{110} = 0.136 > \frac{5.51}{10 \times 5.51} = 0.355 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

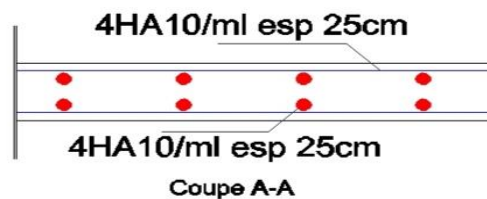
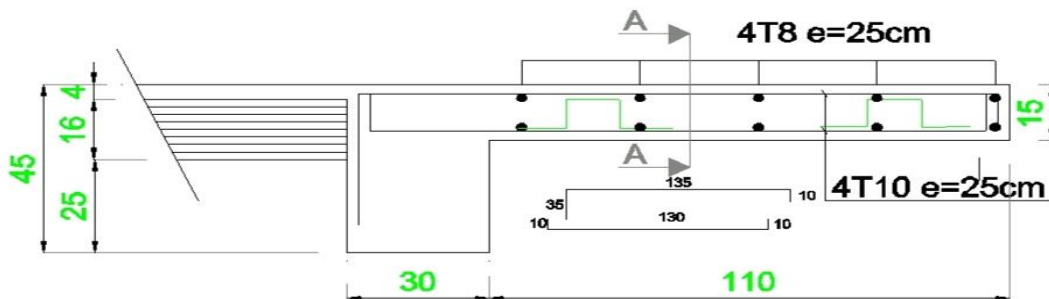
Remarque :

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

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA10 avec $S_t=25$ cm.
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.



III-5-Etude du porte à faux :

Dans notre projet, nous disposons aussi de porte à faux réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place, ils sont munis de poutres de chaînage en plus des murs extérieurs en double cloisons.

Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ces deux extrémités.

III-5-1-Prédimensionnement de la poutre de chaînage :

Il faut rappeler que la longueur du porte à faux est de 4 m.

- La hauteur de la poutre est donnée par la condition du BAEL

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$\Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40(\text{cm})$$

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

- La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,40h \leq b \leq 0,70h$$

$$14 \leq b \leq 24,5(\text{cm})$$

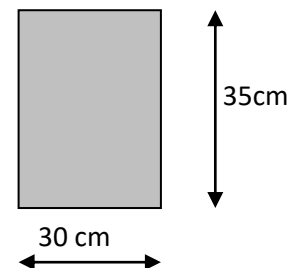
On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ Vérifications (RPA 99. Art7.5.1) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1,16 \leq 4$$



Les dimensions de la poutre de chaînage.

III-5-2) Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre de chaînage :

Nous tenons à rappeler que :

- La largeur du porte à faux est de : 1.20 m
- La charge permanente du plancher est de : 5,56 KN/m²
- La surcharge d'exploitation est de : 1,5 KN/m² pour la dalle en corps creux
- La charge du mur est de : 2,36 KN/m²

On aura donc :

- poids propre du plancher : $5.56 \times \frac{0.65}{2} = 1.807 \text{ KN/ml}$
- poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$
- poids de la maçonnerie : $2.36 \times (3.06 - 0.25) = 6,51 \text{ KN/ml}$
- la charge d'exploitation : $1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ KN/ml}$
- **G_{TOT} = 11.167 KN/ml**

Combinaison des charges :

- à l'ELU : $Q_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 11.167 + 1,5 \times 0.49 = 15.80 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $Q_S = G + Q = 11.167 + 0.49 = 11,65 \text{ KN/ml}$

III-5-3-Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

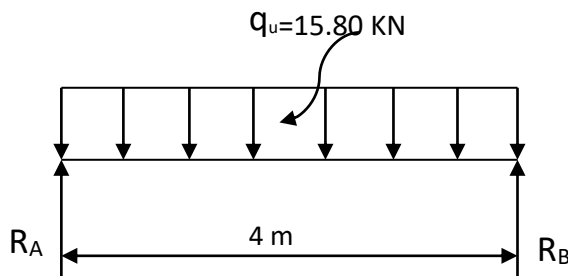


Fig III- 7-1-Schéma statique de calcul.

Les réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = 31.6 \text{ KN}$

le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15.80 \times (4)^2}{8} = 31.6 \text{ KNm}$

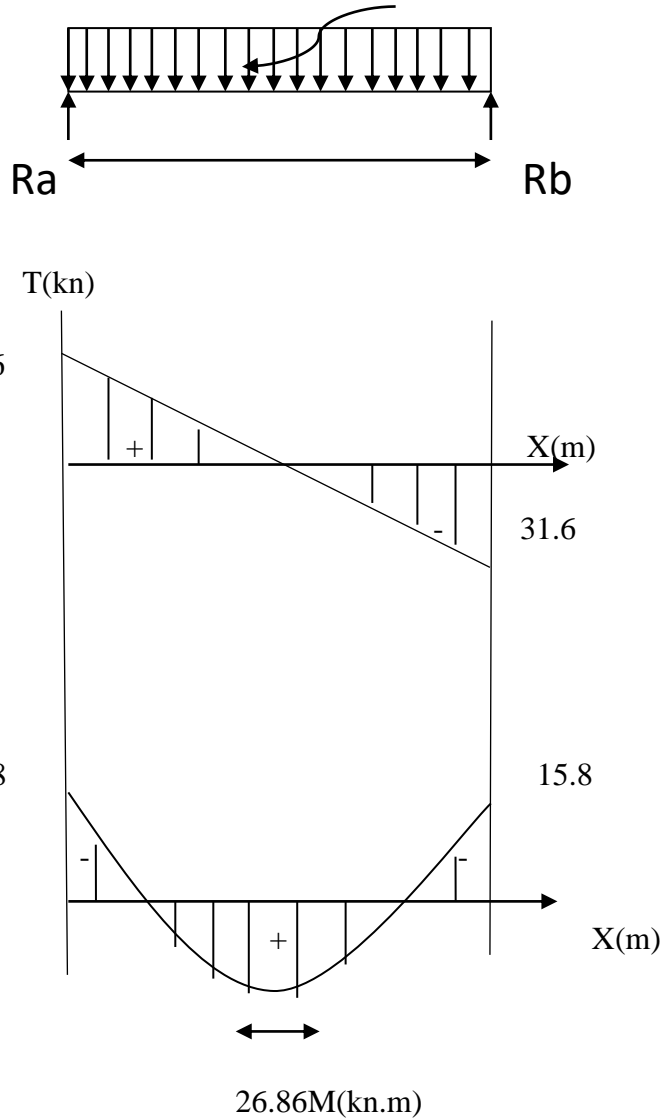
Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs : d'après la méthode forfaitaire :

- en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 26.86 \text{ KNm}$

- aux appuis : $M_a = -0,50.M_0 = -15.8KNm$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

15.80 kn



III-5-2-2) Calcul des armatures :

Soit un enrobage : $c = 3$ cm d'où : $d = 32$ cm

En travée et aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 MPa$$

Avec :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d \cdot \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M_u (KNm)	μ_b	β	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	15.8	0.036	0.982	1.44	3 HA 10 = 2.35
Travée	26.86	0.061	0.968	2.49	3 HA12 = 3.93

3) Armatures transversales : BAEL 91

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement : d'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t = 8.75 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

III-5-4-Vérifications à effectuer à l'ELU : selon le **BAEL 91**

1) **Condition de non fragilité** : $A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.6 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,329 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ condition vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Dans le béton :

$$V_{\max} \leq 0,267 \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} = 576.7 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les aciers :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2, \quad M_u^a = -15.8 \text{ KNm}$$

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^a}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$\frac{1,15}{400} \left(31.6 - \frac{15.8}{0,9 \times 32} \right) = 0.089$$

Donc la condition est vérifiée.

III-5-5-Vérifications à effectuer à l'ELS : selon le BAEL 91

Il faut rappeler que : $q_s = 11.65 \text{ KN/ml}$

- les réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{11.65 \times 4}{2} = 23.3 \text{ KN}$

- le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 23.3 \text{ KNm}$

- Les moments après correction :

- en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 19.80 \text{ KNm}$

- aux appuis : $M_a = -0,5 \cdot M_0 = -11.65 \text{ KNm}$

1) Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M'_s}{M_0} = \frac{19.80}{10.23.3} = 0,0849 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{30 \times 32} = 0,0041 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

2) Vérification des contraintes :

Les aciers : la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.

Le béton : à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 32} = 0.245$$

Du tableau, on aura : $\beta_1 = 0,935, \quad k_1 = 61.92$

$$\sigma_s = \frac{11.65 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 2.35} = 165.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{165.69}{61.92} = 2,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Entravée :**

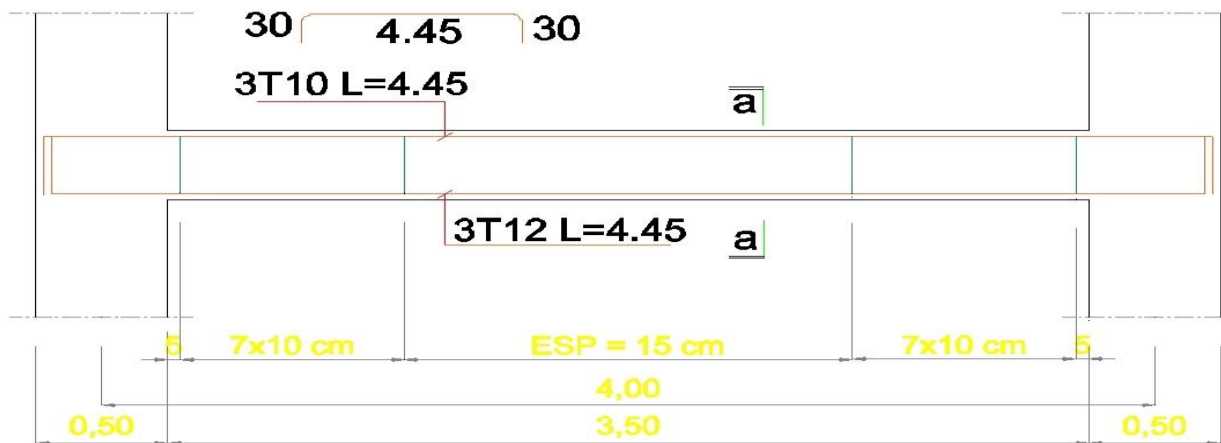
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{30 \times 32} = 0.409$$

Du tableau, on aura : $\beta_1 = 0,921, \quad k_1 = 48.29$

$$\sigma_s = \frac{19.80 \times 10^3}{0,921 \times 32 \times 3.93} = 190.94 \text{ MPa}$$

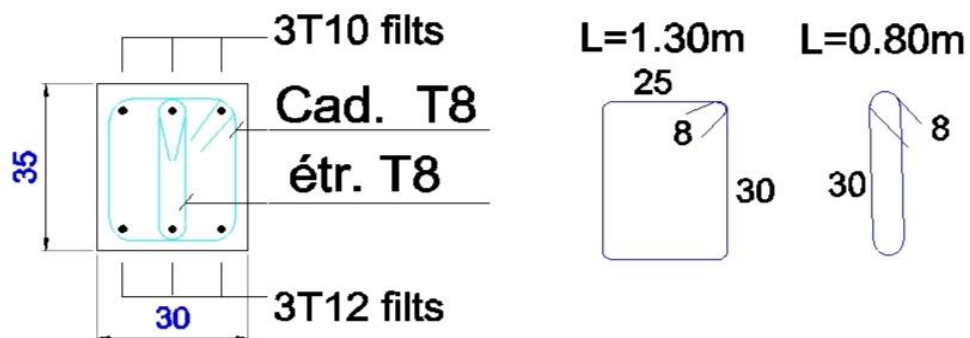
$$\sigma_{bc} = \frac{190.94}{48.29} = 3.53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

POUTRES DE CHAINAGE



Ferrailage de la poutre de chaînage

Coupe a-a
1/20

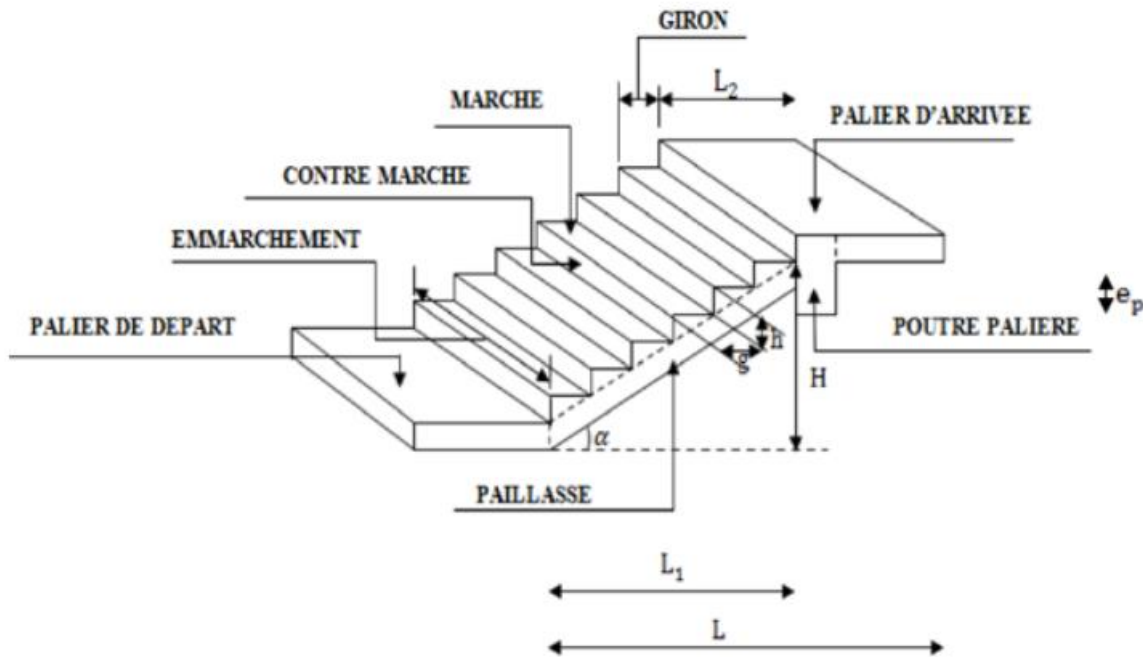


III.6 Calcul des escaliers :

1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

A) Terminologie et Définitions :



g : giron (largeur des marches)

- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projetée de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier du RDC est à deux volées et un palier intermédiaire, et les escaliers de sous-sol est à une volée et un palier intermédiaire, quant aux escaliers des autres niveaux, ils sont à trois volées et deux paliers intermédiaires.

Nous calculerons l'escalier à trois volées et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

III.6.1 LES ESCALIER DES ETAGES COURANTS :

2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64\text{cm} \dots\dots\dots \square$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches h=17cm et un giron g= 30 cm.

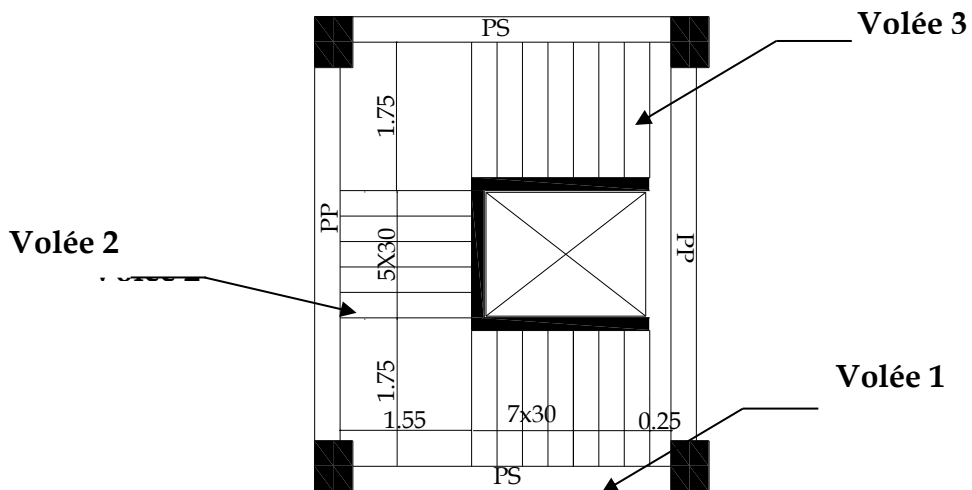
A) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

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

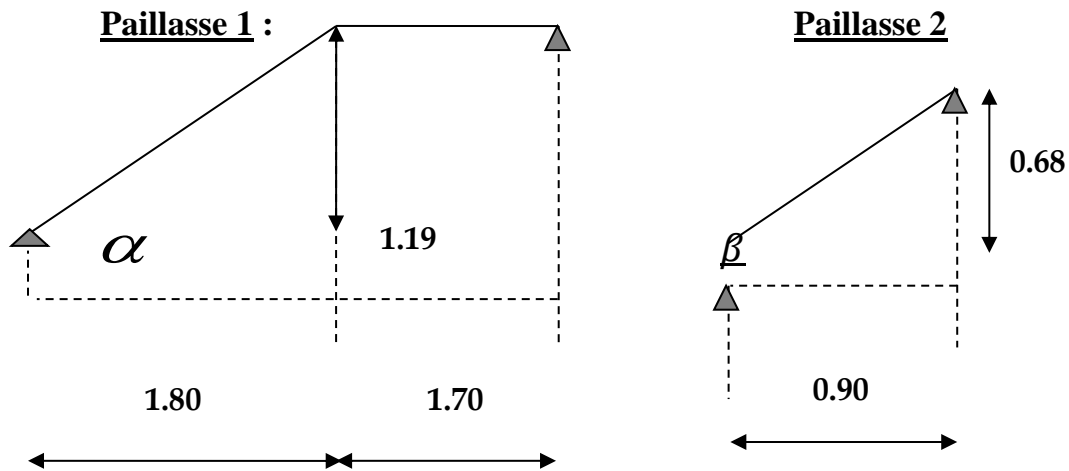
H=306cm ; h=17cm ; donc : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow n=18$ contre marches.

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3 :** n= 7 contre marches ; **Donc :** m=n-1 = 6marches.
- **Volée 2 :** n= 4 contre marches ; **Donc :** m=n-1 = 3marches.



Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



3. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.19}{1.80} = 0.66 \rightarrow \text{Donc } \alpha = 33.46^\circ.$$

$$\text{Donc : } L = \frac{1.80}{\cos 33.46} + 1.70 = 3.85\text{m.}$$

$$385 / 30 \leq e_p \leq 385 / 20 \rightarrow 12.83 \leq e_p \leq 19.25$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 17\text{cm}$.

4. Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d’emmarchement, pour une bande d’1 m de projection horizontale.

A) La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ KN / m}$.
 - Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 33,46} \times 0.17 \times 25 = 5.09 \text{ KN/m}$.
 - Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3 ; e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
 - Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3 ; e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}$
 - Carreaux Grés Ceram (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/m}$
 - Poids du garde corps..... = $0,20 \text{ KN/m}$
 - Enduit de plâtre(2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$
-
- G=8.62KN/m**

B) Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,17 \times 1 \times 25 = 4.25 \text{ KN/m}$
 - Poids total du revêtement..... $0.36+0.44+0.2+0.2=1.2\text{KN/m}$
-

G=5.45 KN/m

La surcharge d’exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 1,5 kN / m** .

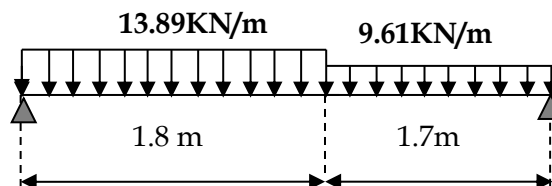
5. Calcul des efforts internes à l’ELU :

A) Combinaison de charges

- **Volée :** $q_u^v = 1.35 \times 8.62 + 1.5 \times 1.5 = \underline{\underline{13.89 \text{ KN/m}}}$.
- **Palier :** $q_u^p = 1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 1.5 = \underline{\underline{9.61 \text{ KN/m}}}$.

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.

B) Etude des paillasses 1 et 3 :



B-1) Calcul des réactions d’appuis :

$$R_A + R_B = 41.34 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{13.89 \times 1.80^2}{2} + 9.61 \times 1.70 \times 2.65 = 3.5 R_B$$

Donc : $R_A = 22.54 \text{ KN}$
 $R_B = 18.80 \text{ KN.}$

B-2) Calcul des efforts internes :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$

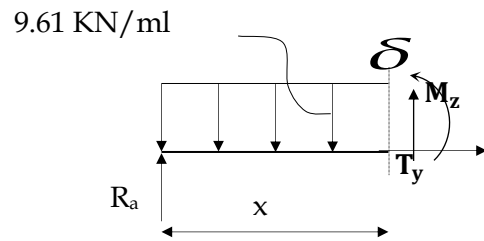
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.945x^2 + 22.54x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.80 \rightarrow M_z = 18.07 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 13.89x - 22.54$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -22.54 \text{ KN.}$
- Pour $x=1.80 \rightarrow T_y = 2.462 \text{ KN}$



❖ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

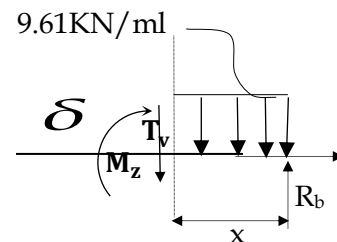
$$M_z = -4.805x^2 + 18.80x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x=1.70 \rightarrow M_z = 18.07 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -9.61x + 18.80$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 18.80 \text{ KN.}$
- Pour $x=1.70 \rightarrow T_y = 2.462 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{22.54}{13.89} = 1.62 \text{ m}$



En injectant $x=1.62$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 18.28 \text{ KN.m}$

❖ Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

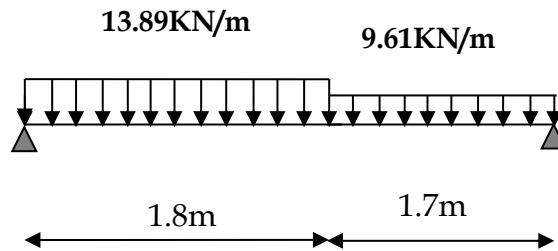
-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\text{max}} = -0,3 \times 18.28 = -5.484 \text{ KN.m}$$

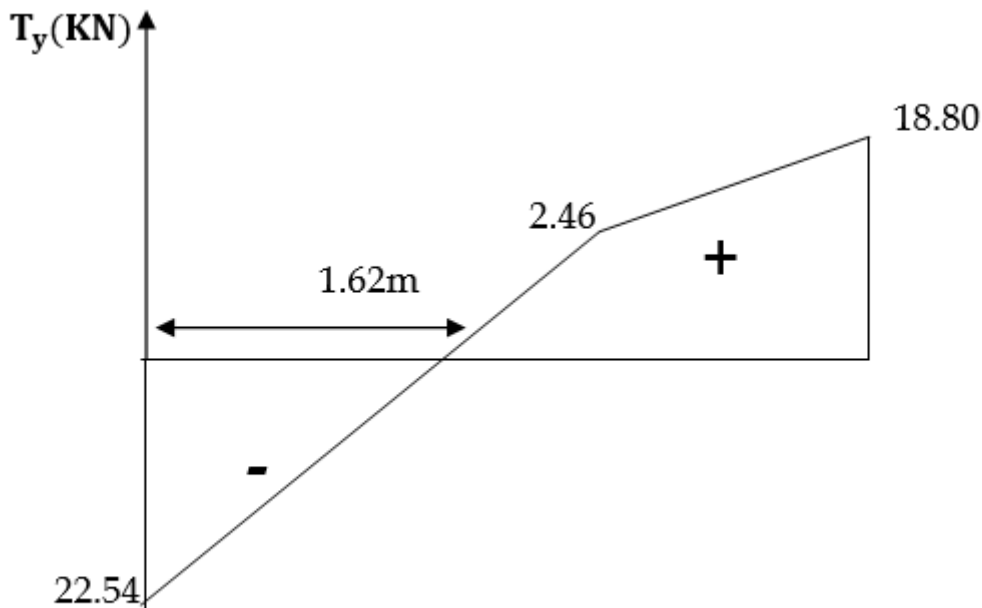
-En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 18,28 = 15,538 \text{ KN.m}$$

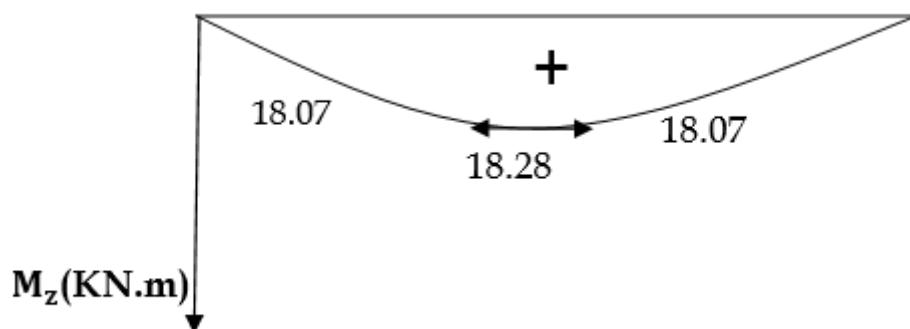
❖ Diagramme des Efforts internes:



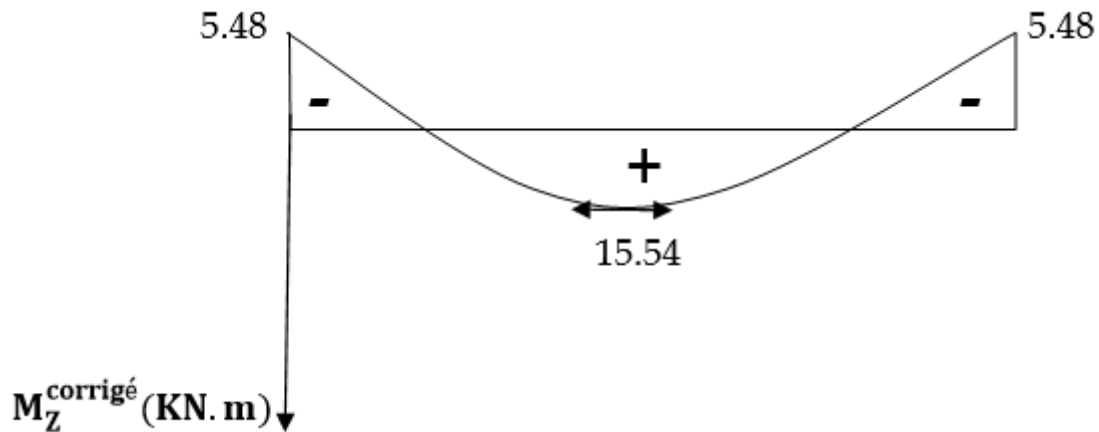
❖ Diagramme efforts tranchants



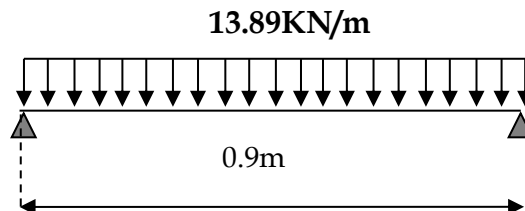
❖ Diagramme Moment fléchissant



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant



C) Etude de paillasse 2 :



C-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{13.89 \times 0.9}{2} = 6.25 \text{KN}$$

C-2) Calcul des efforts internes :

❖ Tronçon1 : $0 \leq x \leq 0.9\text{m}$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=0.9\text{m} \rightarrow M_z = 0$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{0.9}{2} = 0.45\text{m}$.

$$M_z^{\text{max}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13.89 \times 0.9^2}{8} \rightarrow M_z^{\text{max}} = 1.40 \text{KN/m}$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -6.25 \text{KN}$.
- Pour $x=0.9\text{m} \rightarrow T_y = 6.25 \text{KN}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

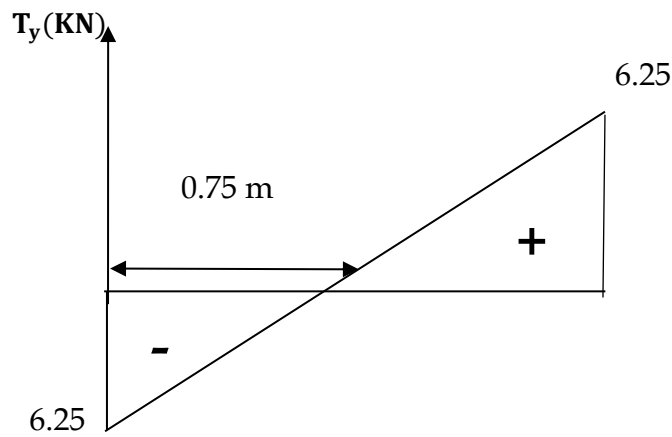
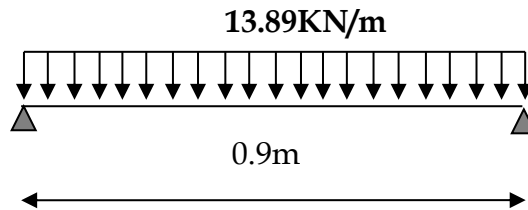
-Aux appuis :

$$M_{a2} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 1,4 = -0,42 \text{ KN.m}$$

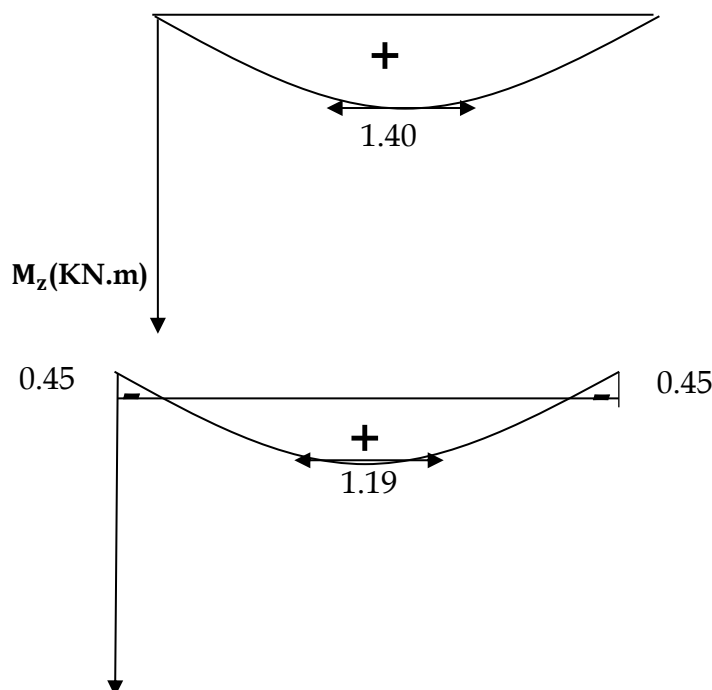
-En travée :

$$M_{t2} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 1,4 = 1,19 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagramme des Efforts internes :**



❖ **Diagramme efforts tranchants**



$$M_z^{\text{corrigé}} \text{ (KN. m)}$$

❖ Diagramme Moment fléchissant

6. Ferraillage des paillasse 1 et 3:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=17\text{cm}$).

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15,54 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (150)^2} = 0,048 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,9754$$

$$A_{st_{1\text{et}3}} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{15,54 \times 10^6}{348 \times 150 \times 0,9754} = 3,05 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T10=3.14 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1\text{et}3}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T8=2.01 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.**

7. Ferraillage de paillasse 2 :

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,19 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (150)^2} = 0,003 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,003 \Rightarrow \beta = 0,9985$$

$$A_{st_2} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{1,19 \times 10^6}{348 \times 150 \times 0,9985} = 0,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4T8=2.01 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{Ast_2}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2$$

On opte pour 4T8=2.01 cm²/ml ; Soit 1T8 tous les 25cm.

8. Vérifications à l'ELU

A) Espacement des armatures :

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

Armatures principales → $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

Armatures de répartition → $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$

B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81 \text{cm}^2$$

❖ **Paillasse 1 et 3:** $A_{ad} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

❖ **Paillasse 2 :** $A_{ad} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

C) Contrainte tangentielle : (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u \equiv \underline{\underline{3.33\text{Mpa.}}}$

❖ Calcul de τ_u^{\max} :

$V_{\max} = 22.54 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22.54 \times 10^3}{1000 \times 150}$; Donc : $\tau_u = \underline{\underline{0.150 \text{ Mpa.}}}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires** ✓

D) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ MPA.}}}$

Calcul de τ_{se} :

❖ Paillasse 1 et 3 :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{22.54 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 125.6}$; Donc : $\tau_{se} = \underline{\underline{1.32 \text{ Mpa.}}}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Pas de risque d'entraînement des barres** ✓

❖ Paillasse 2 :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6.25 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 100.48} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = \underline{0.46 \text{ Mpa.}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres } \checkmark$$

E) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

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

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

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend} \quad L_s = \underline{45 \text{ cm.}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A **;Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

F) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 22.54 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 150} = \underline{0.33 \text{ MPA.}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{13.33 \text{ MPA.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

G) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ Paillasse 1 et 3 :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{22,54 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,64 \text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes \checkmark**

❖ Paillasse 2 :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{6,25 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,18 \text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes \checkmark**

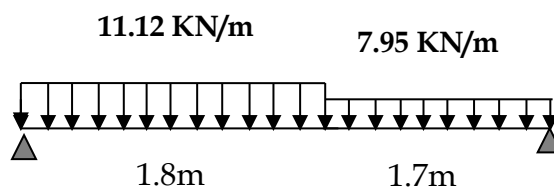
9. Vérification à l'ELS :

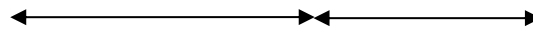
A) Combinaison de charges à l'ELS :

Volée : $q_u^v = 8.62 + 2.5 = 11.12 \text{KN/m.}$

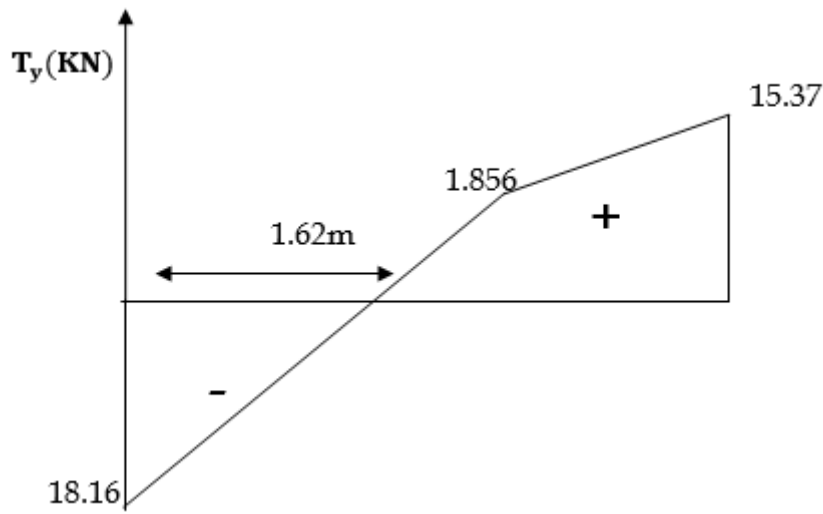
Palier : $q_u^p = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{KN/m.}$

B) Diagramme des Efforts internes des paillasses 1 et 3 :

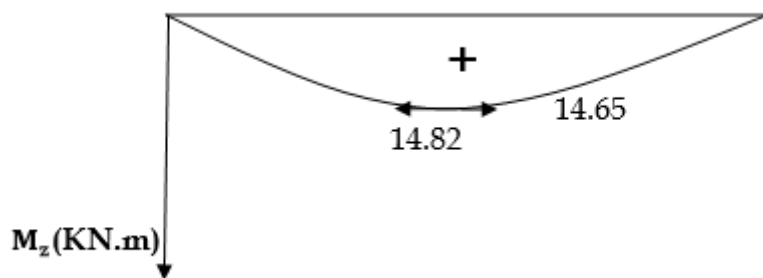




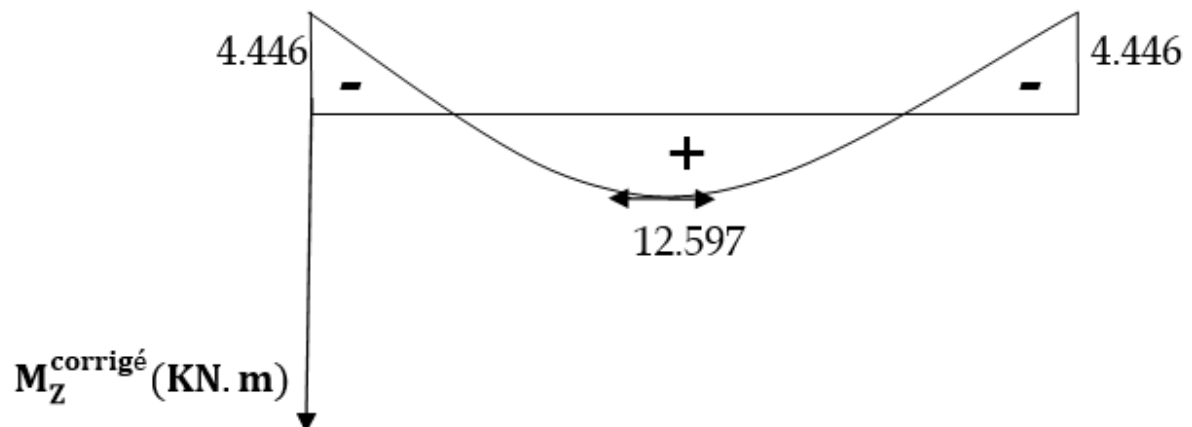
❖ Diagramme efforts tranchants :



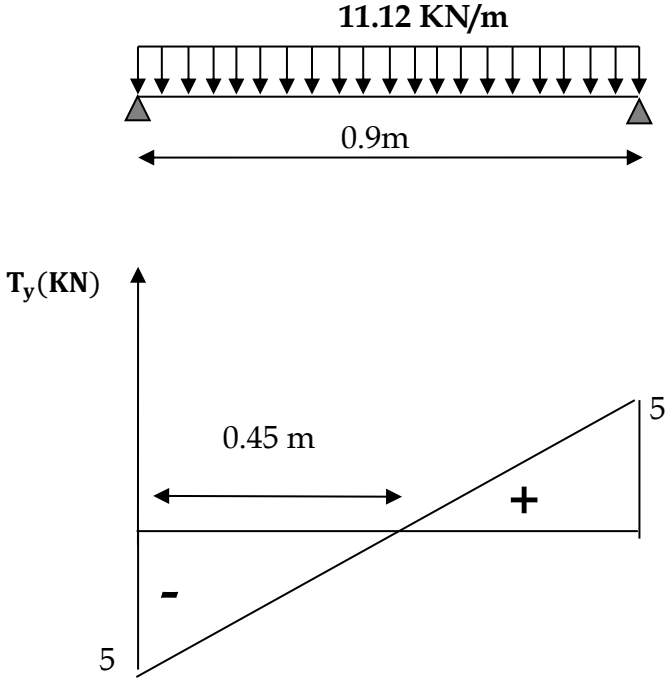
❖ Diagramme Moment fléchissant :



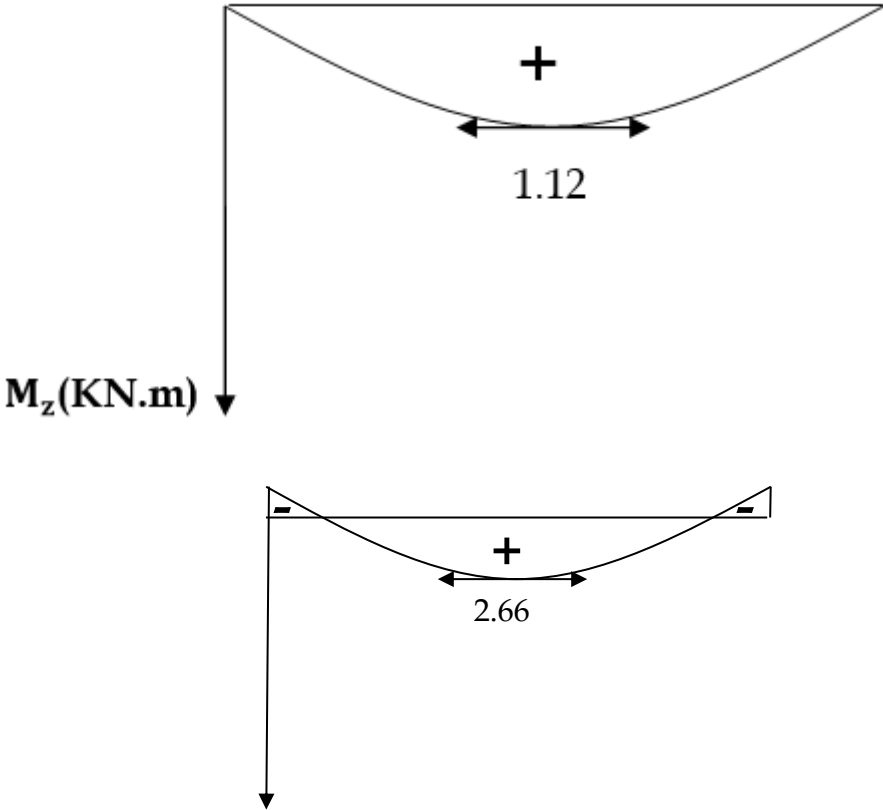
❖ Diagramme corrigé moment fléchissant :



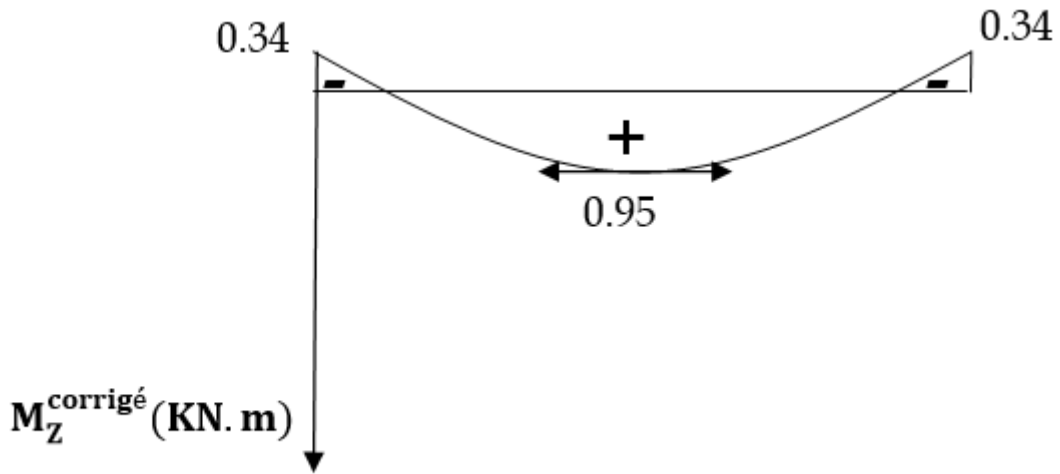
B) Diagramme des Efforts internes de la paille 2:



❖ Diagramme efforts tranchants



❖ Diagramme Moment fléchissant



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant

B) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

❖ Paillasse 1 et 3 :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 15} \times 100 = 0.209$$

$$\rho_1 = 0.209 \Rightarrow k_1 = 52.889 \text{ et } \beta_1 = 0.9256$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.597 \times 10^6}{0.9256 \times 150 \times 314} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{288.95 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 288.95 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{288.95}{52.889} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.46 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ **Paillasse 2 :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 15} \times 100 = 0.134$$

$$\rho_1 = 0.134 \Rightarrow k_1 = 68.03 \text{ et } \beta_1 = 0.9397$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.95 \times 10^6}{0.9397 \times 150 \times 201} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{33.53 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 33.53 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{33.53}{68.03} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{0.49 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.49 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{17}{350} = 0.048.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

❖ **Paillasse 1 et 3 :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

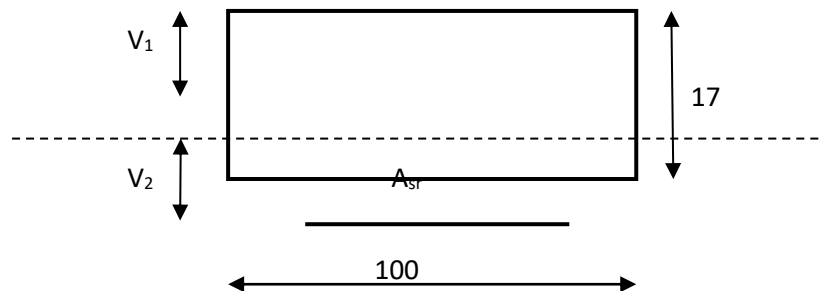
E : Module de déformation différée = 10819 Mpa (voir chapitre 1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 3.14$$

$$B_0 = \underline{1747.1 \text{ cm}^2}$$

❖ Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 15 = 15156.5 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \underline{15156.5 \text{ cm}^3}$$

❖ Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{15156.5}{1747.1} = 8.67 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = \underline{8.67 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.67 = 8.33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = \underline{8.33 \text{ cm}}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.67^3 + 8.33^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3.14 (8.33 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{45065 \text{ cm}^4}$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \times ((2 + 3))} = 10.5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{4.2}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 288,95 + 2,1} = 0.166$$

$$\mu = \underline{0.166}$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 45065}{1 + 4,2 \times 0,166} = 29207,81 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{29207,81 \text{ cm}^4}}$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{12,59 \times (3500)^2 \times 10}{10819 \times 29207,81} = 4,88 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{4,88 \text{ mm}}}$$

$$f = 4,88 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

❖ **Paillasse 2 :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5ql^4}{384 \cdot EI_{fv}} \leq \bar{f}$$

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 2,01$$

$$B_0 = \underline{\underline{1730,15 \text{ cm}^2}}$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 2,01 \times 15 = 14902,25 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = \underline{\underline{14902,25 \text{ cm}^3}}$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{14902.25}{1730.15} = 8.61cm \quad ; \quad \text{Donc : } V_1=8.61 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.61 = 8.39 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2=8.39 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.61^3 + 8.39^3) \frac{100}{3} + 15 \times 2.01 (8.39 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{42193.32 \text{ cm}^4}}$$

❖ **Calcul de flèche :** $f = \frac{5 \times 11.12 \times 900^4}{384 \times 10819 \times 42193.32 \times 10^3} = 0.208 \text{ mm}$

$$f = 0.208 \text{ mm} < \bar{f} = 3 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

III.6.2 LES ESCALIERS DE SOUS-SOL :

III.6.2.1. Calcul des escaliers

A) - Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

Pour Le calcul de nombre de marche on utilise la méthode de herse :
On a n = 14

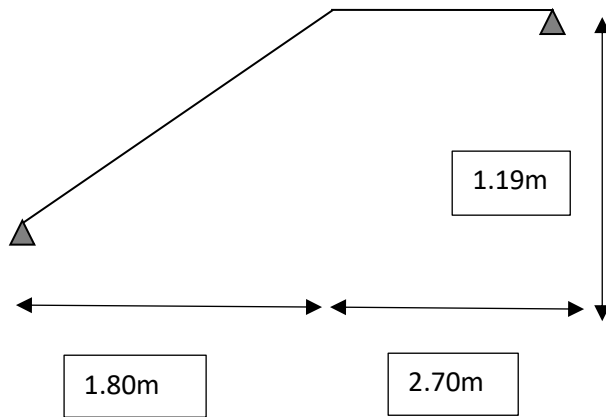
Travée 1 : 9 marches

Travée 2 : 7 marches

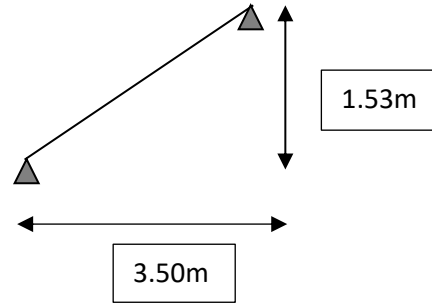
Travée 3 : 7 marches

B)- Les schémas statiques :

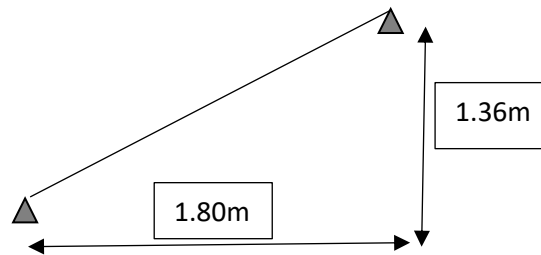
Travée 2 :



Travée 1 :



Travée 3 :



Escalier	He	Nombre De Marche			H	G	α : Angle D'inclinaison		
		Volée	Volée	Volée			De la Paillasse	Paillasse	Volée
Sous-sol	2,50	1	2	3	17	30	De la	Volée	Volée
	+ 1,36						1	2	3
	3,86	8	6	7					

C)- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

Travée 1 :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\underline{\text{Donc}} : L = \frac{2.70}{\cos 32.19} = 3.19\text{m.}$$

$$319 / 30 \leq e_p \leq 319 / 20 \rightarrow 10.63 \leq e_p \leq 15.95$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

Travée 2 :

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 \quad \underline{\text{Donc}} : L = \frac{1.80}{\cos 33.46} + 1.60 = 3.75\text{m.}$$

$$375 / 30 \leq e_p \leq 375 / 20 \rightarrow 12.5 \leq e_p \leq 18.75$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

Travée 3 :

$$L = L_2 + \frac{L_3}{\cos \alpha}$$

$$\underline{\text{Donc}} : L = \frac{210}{\cos 32.92} = 2.50\text{m.}$$

$$250 / 30 \leq e_p \leq 250 / 20 \rightarrow 8.33 \leq e_p \leq 12.5$$

❖ Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

D)- Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

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.

travée	volée						palier	revêtement	poids total De la volée G (KN/ML)	Poids total du palier G
	poids de la marche	poids de la paillasse	lit de sable	mortier de pose	carreaux grès Céram	enduit de plâtre	poids propre du palier	poids total du revêtement		
1	1.875	4.09	0,36	0,44	0,20	0,20	/	1.65	7.165	/
2	1.875	3.95	0,36	0,44	0,20	0,20	3.75	1.65	7.025	4.95
3	1.875	4.46	0,36	0,44	0,20	0,20	/	1.65	7.535	/

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN / m}$.

E)- Combinaison des charges :

Travée 1 :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.165) + (1.5 \times 2.5) = 13.42 \text{ KN/mL}$

ELS : $q_u = G + Q = 7.165 + 2.5 = 9.67 \text{ KN/ML}$

Travée 2 :

ELU :

- Volée : $q^v = 1.35 \times 7.025 + 1.5 \times 2.5 = 13.23 \text{ KN/m}$.
- Palier : $q^p = 1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5 = 10.43 \text{ KN/m}$.

ELS :

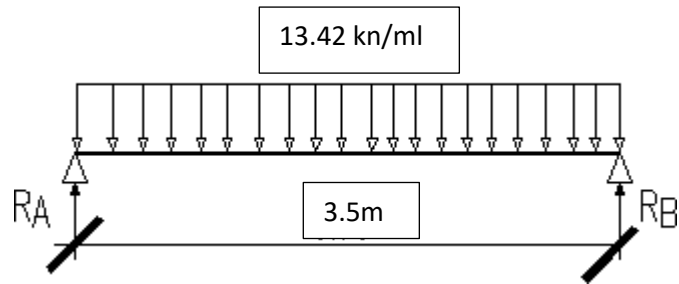
- Volée : $q^v = 7.025 + 2.5 = 9.525 \text{ KN/m}$.
- Palier : $q^p = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ KN/m}$.

Travée 3 :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.535) + (1.5 \times 2.5) = 13.92 \text{ KN/mL}$

ELS : $q_u = G + Q = 7.535 + 2.5 = 10.035 \text{ KN/ML}$

Étude de la travée 1 :



$$R_A + R_B = 13.42 \times 3.5 = 46.97 \text{ KN}$$

$$\curvearrowright \rightarrow \frac{13.42 \times 3.5^2}{2} = 3.5 R_B$$

Donc : $R_A = 23.485 \text{ KN}$
 $R_B = 23.485 \text{ KN}.$

F)- Calcul des efforts internes à l'ELU :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.5m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.71x^2 + 23.485x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x=3.5m \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 13.42x - 23.485$$

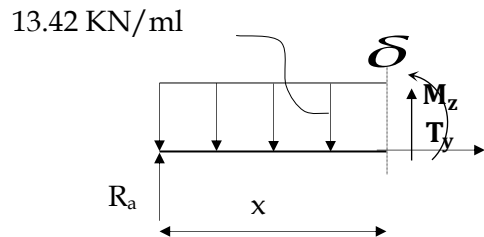
- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -23.485 \text{ KN}.$
- Pour $x=3.5m \rightarrow T_y = 23.485 \text{ KN}$

$$M_z \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{L}{2} = 1.75m$$

En injectant $x=1.75m$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 20.54 \text{ KN.m}$

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M^{\max} = -0,3 \times 20.54 = -6.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M^{\max}_z = 0,85 \times 20.54 = 17.45 \text{ KN.m}$$



Étude de la travée 2 :

F.1) - Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 13.23 \times 1.8 + 10.43 \times 2.70 = 51.98 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow -R_A \times 4.5 + 13.23 \times 1.80 \times (2.7+1.80/2) + 10.43 \times 2.70 \times (2.70/2) = 0$$

Donc :

$$R_A = 22.93 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.04 \text{ KN.}$$

F.2) Calcul des efforts internes :

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.80\text{m}$

✓ **Moments fléchissant**

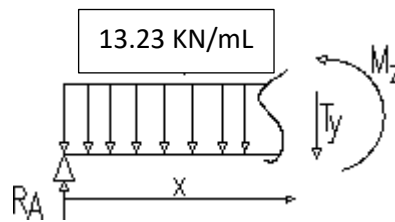
$$\sum M/\delta=0 \quad M_z = -13.23 \times x^2/2 + 22.93 \times x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.80\text{m} \rightarrow M_z = 19.84 \text{ KN.m}$

✓ **Efforts tranchants**

$$T_y = -13.23x + 22.93$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 22.93 \text{ KN.}$
- Pour $x=2.47 \rightarrow T_y = -0.884 \text{ KN}$



✓ **Moment maximum**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = \text{max}$$

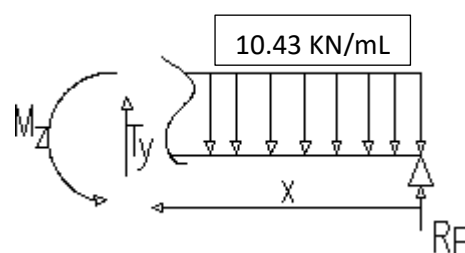
$$T_y = 0 \rightarrow x = 1.73\text{m}$$

$$M_z(1.73) = 19.87 \text{ KN.m}$$

❖ **2^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 2.70\text{m}$

✓ **Moments fléchissant**

$$\sum M/\delta=0 \quad M_z = -10.43 \times x^2/2 + 29.04 \times x$$



- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=2.70 \rightarrow M_z = 40.39 \text{ KN.m}$

✓ **Efforts tranchants**

$$T_y = +10.43x - 29.04$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -29.04 \text{ KN}$.
- Pour $x=2.70 \rightarrow T_y = -0.879 \text{ KN}$

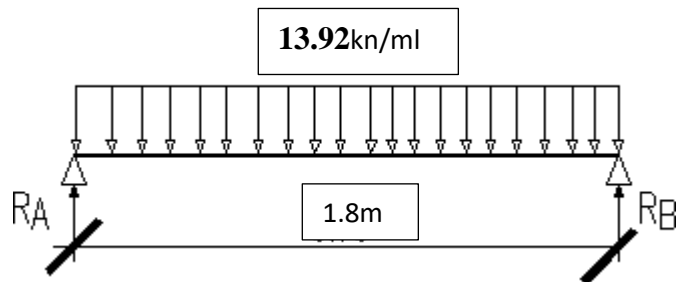
Note : afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction, on obtient ainsi :

$$M_2^a = -0.3 \times 40.39 = -12.11 \text{ KN.m}$$

$$M_2^b = 0.85 \times 40.39 = 34.33 \text{ KN.m}$$

F-3) diagrammes efforts internes :

Étude de la travée 3 :



$$R_A + R_B = 13.92 \times 1.8 = 25.056 \text{ KN}$$

$$\delta \rightarrow \frac{13.92 \times 1.8^2}{2} = 1.8 R_B$$

Donc : $R_A = 12.52 \text{ KN}$
 $R_B = 12.52 \text{ KN}$.

G. Calcul des efforts internes à l'ELU :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8m$

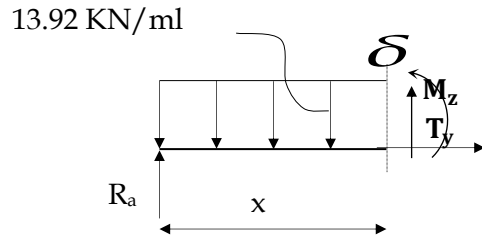
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -6.96x^2 + 12.52x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x=1.8m \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 13.92x - 12.52$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -12.52 \text{ KN}$.
- Pour $x=3.5m \rightarrow T_y = 12.53 \text{ KN}$



M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{L}{2} = 0.9m$

En injectant $x=0.9m$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 5.63 \text{ KN.m}$

$$M_{a3} = -0.3 \cdot M^{\max} = -0.3 \times 5.63 = -1.659 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 0.85 \cdot M_z^{\max} = 0.85 \times 5.63 = 4.78 \text{ KN.m}$$

H-ferraillage des travées :

Ferraillage de la travée 1:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et

D'épaisseur ($e_p=15cm$) $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.45 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.072$$

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

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

$$\mu_b = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_b = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{17.45 \times 10^6}{0.963 \times 130 \times 348} = 4 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

Ferraillage de la travée 2:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et

D'épaisseur (e_p=15cm) c = 2 cm; d = 13 cm

1- Armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.33 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.143$$

$\mu_b = 0.143 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

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

$$\mu_b = 0.144 \longrightarrow \beta = 0.922$$

$$A_b = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{34.33 \times 10^6}{0.922 \times 130 \times 348} = 8.23 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

Ferraillage de la travée 3:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et

D'épaisseur ($e_p=15\text{cm}$) $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.78 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.002$$

$\mu_b = 0.002 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**. Donc on a uniquement des armatures tendues.

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

$$\mu_b = 0.002 \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_b = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{4.78 \times 10^6}{0.999 \times 130 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

Armatures de répartitions :

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

Soit : **5 HA 8 = 2.51cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

III.6.2.2. Vérifications 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 $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$S_t = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 130 \times 2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Travée 1 : $A_{\text{ad}} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Travée 2 : $A_{\text{ad}} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Travée 3 : $A_{\text{ad}} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Contrainte tangentielle : (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \underline{3.15 \text{ Mpa.}}$

❖ **Calcul de τ_u^{max} :**

$V_{\text{max}} = 29.04 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29.04 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{0.223 \text{ Mpa.}}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \checkmark$

Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} :$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; **Avec** : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

τ_{se} : **3.15 Mpa.**

Calcul de τ_{se} :

τ_{se} : Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{29.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4}$; **Donc** : $\tau_{se} = \underline{\underline{1.31 \text{ Mpa.}}}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Pas de risque d'entraînement des barres ✓**

❖ **Travée 1 et 2 :**

τ_{se} : Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{29.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4}$; **Donc** : $\tau_{se} = \underline{\underline{1.31 \text{ Mpa.}}}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Pas de risque d'entraînement des barres ✓**

❖ **Travée 3 :**

τ_{se} : Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{12.53 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4}$; **Donc** : $\tau_{se} = \underline{\underline{0.56 \text{ Mpa.}}}$

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

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

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

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42.25 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$**

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

On doit vérifier :

E)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 29.04 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 130} = \mathbf{0.49 \text{ MPA.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \mathbf{13.33 \text{ MPA.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark$$

E) Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

Travée 1 et 2 :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{29,04 \cdot 10^3}{348.100} = 0,83 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes** ✓

Travée 3 :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{12,53 \cdot 10^3}{348.100} = 0,36 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes** ✓

III.6.2.3 Calcul à l'ELS :**A) Combinaison de charges à l'ELS :****Travée 1 :**

$$\text{ELS : } q_u = G + Q = 7.165 + 2.5 = 9.67 \text{ KN/ML}$$

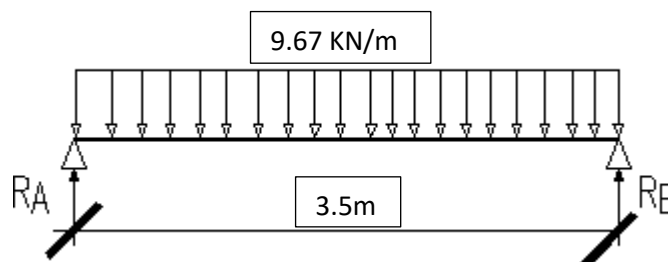
Travée 2 :

ELS :

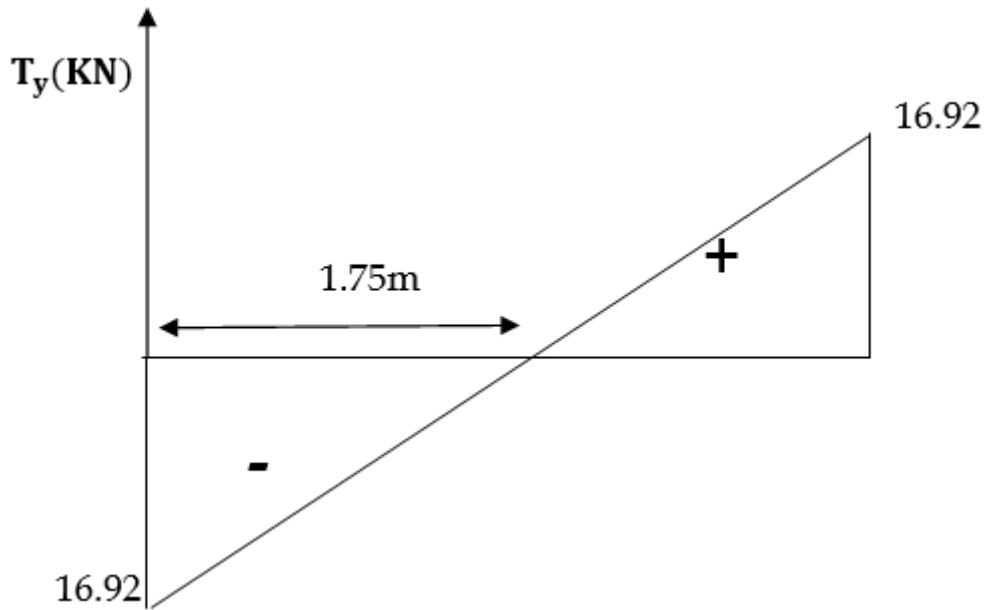
- **Volée** : $q^v = 7.025 + 2.5 = 9.525 \text{ KN/m}$.
- **Palier** : $q^p = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ KN/m}$.

Travée 3 :

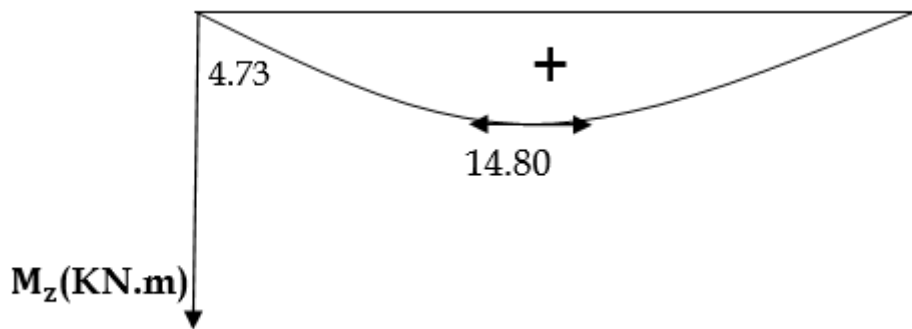
$$\text{ELS : } q_u = G + Q = 7.535 + 2.5 = 10.035 \text{ KN/mL}$$

B) Diagramme des Efforts internes :❖ **Travée 1 :**

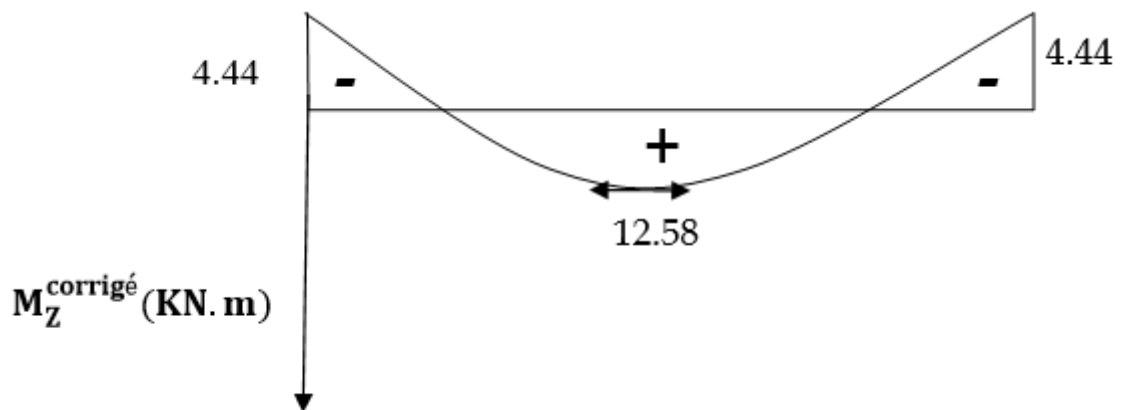
❖ Diagramme efforts tranchants



❖ Diagramme Moment fléchissant

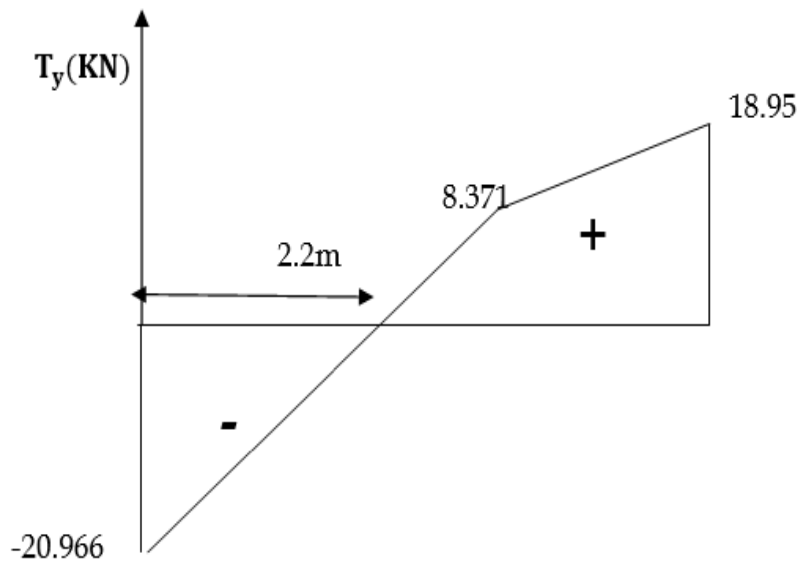
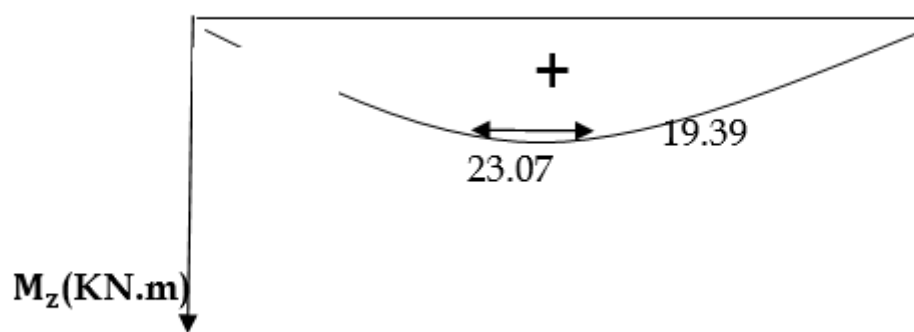


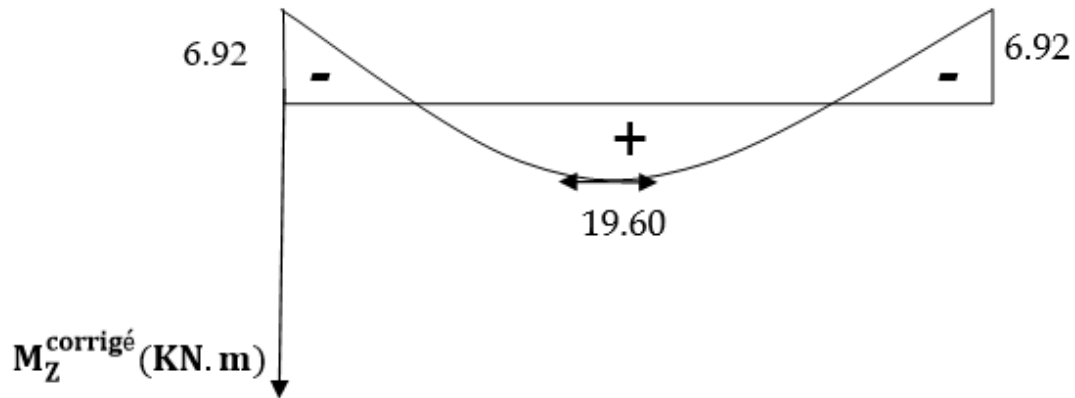
❖ Diagramme corrigé moment fléchissant



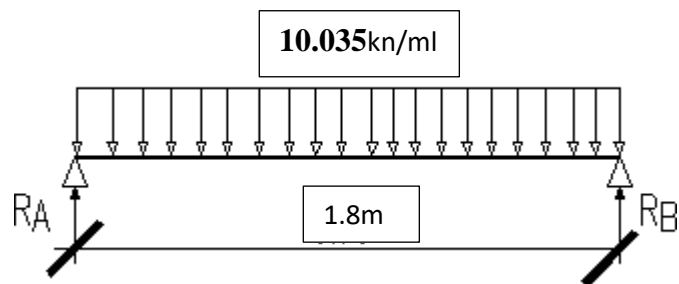
Travée 2 :

- Volée : $q^v = 7.025 + 2.5 = 9.525 \text{ KN/m}$.
- Palier : $q^p = 4.95 + 2.5 = 7.45 \text{ KN/m}$.

❖ Diagramme efforts tranchants❖ Diagramme Moment fléchissant❖ Diagramme corrigé moment fléchissant



Étude de la travée 3 :



$$R_A + R_B = 10.035 \times 1.8 = 18.063 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{10.035 \times 1.8^2}{2} = 1.8 R_B$$

Donc : $R_A = 9.03 \text{ KN}$
 $R_B = 9.03 \text{ KN}$.

Calcul des efforts internes à l'ELS :

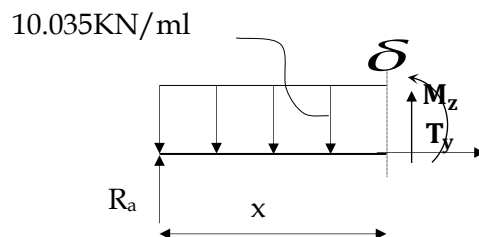
❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5.02x^2 + 9.03x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN. m}$
- Pour $x=1.8m \rightarrow M_z = 0 \text{ KN. m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = 10.035x - 9.03$$



- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -9.03\text{KN}$.
- Pour $x=3.5\text{m} \rightarrow T_y = 9.03\text{KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = \frac{L}{2} = 0.9\text{m}$

En injectant $x=0.9\text{m}$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 4.06\text{KN.m}$

$M_{a3} = -0,3. M^{\text{max}} = -0,3 \times 5.53 = -1.218 \text{ KN.m}$

$M_{t3} = 0,85. M_z^{\text{max}} = 0,85 \times 5.63 = 3.45 \text{ KN.m}$

III.6.2.4 Vérification à l'ELS

Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture de fissures.

Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

Travée 1 :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 13} \times 100 = 0.434$$

$$\rho_1 = 0.434 \Rightarrow k_1 = 34.76 \text{ et } \beta_1 = 0.8995$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.58 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 565} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{190.40\text{Mpa}}$$

$$\sigma_s = 190.40 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

σ_{bc}

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{190.40}{34.76} \quad \text{Donc} ; \sigma_{bc} = \underline{\underline{5.47 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.47 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

Travée 2 :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 13} \times 100 = 0.434$$

$$\rho_1 = 0.434 \Rightarrow k_1 = 34.76 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.8995$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{19.60 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 565} ; \quad \text{Donc} : \sigma_{st} = \underline{\underline{296.66 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 296.66 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

σ_{bc}

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc} : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{296.66}{34.76} \quad \text{Donc} ; \sigma_{bc} = \underline{\underline{8.53 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 8.53 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

Travée 3 :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 13} \times 100 = 0.434$$

$$\rho_1 = 0.434 \Rightarrow k_1 = 34.76 \text{ et } \beta_1 = 0.8995$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.45 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 565} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{52.21 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 52.21 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

σ_{bc}

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{52.21}{34.76} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{1.50 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.50 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark$$

A). Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{450} = 0.033.$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

Travée 1 :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

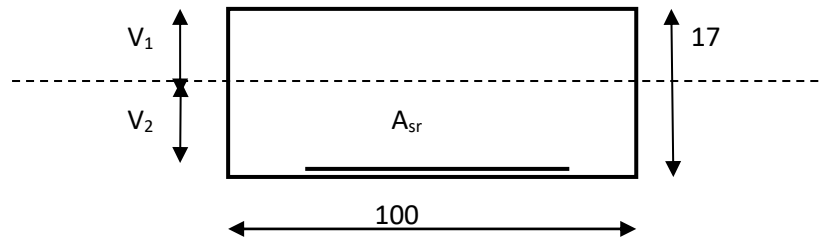
E : Module de déformation différé = 10819Mpa (voir chapitre1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = \underline{1584.75 \text{ cm}^2}$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = \underline{12351.75 \text{ cm}^3}$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 7.21 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (7.79^3 + 7.21^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (7.21 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{30551.61 \text{ cm}^4}}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0043 \times ((2 + 3))} = 4.88$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{\underline{1.953}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0043 \times 190.40 + 2,1} = 0.316$$

$$\mu = \underline{\underline{0.316}}$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive If :**

$$I_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 30551}{1 + 1.953 \times 0.316} = 20781.09 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{12.58 \times (3500)^2 \times 10^6}{10819 \times 20781.09} = 6.85 \text{ mm}$$

❖ $f = \underline{\underline{6.85 \text{ mm.}}}$

❖ $f = 6.85 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$

Travée 2 :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

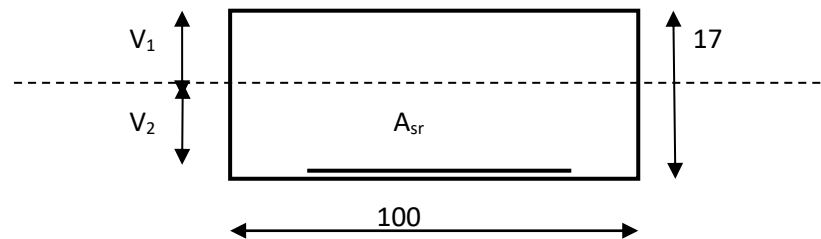
E : Module de déformation différé = 10819 Mpa (voir chapitre 1)

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = \underline{1584.75 \text{ cm}^2}$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = \underline{12351.75 \text{ cm}^3}$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 7.21 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (7.79^3 + 7.21^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (7.21 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{30551.61 \text{ cm}^4}}$$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0043 \times ((2 + 3))} = 4.88$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{\underline{1.953}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0043 \times 296,66 + 2,1} = 0.489$$

$$\mu = \underline{\underline{0.489}}$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive If :**

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 30551}{1 + 1,953 \times 0,489} = 20781.09 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f = \frac{19,6 \times (4500)^2 \times 10^2}{10819 \times 20781,09} = 6.85 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{6.85 \text{ mm.}}}$$

$$f = 6.85 \text{ mm} < \bar{f} = 7 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Flèche admissible.} \checkmark$$

III.7 Calcul de la poutre palière :

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastree dans les poteaux.

III.7.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=487-35 =452 \text{ cm}$$

$$\frac{452}{15} \leq h \leq \frac{452}{10} \Rightarrow 30.13\text{cm} \leq h \leq 45,2\text{cm} \quad ;$$

On opte pour : **h = 45cm**

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

On opte pour : **b = 30 cm**

❖ **Vérification des conditions sur RPA :**

$$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1.5 < 4$$

Section adoptée :

Poutre palière \Rightarrow (30x45) cm²

III.7.2 Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur intérieur ($G_{me} = 1.30\text{KN}/\text{M}^2$).

❖ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C : $0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375\text{KN}/\text{ML}$.
- Partie B : $0.3 \times 0.45 \times 25 \times \frac{1}{\cos 37.07} = 4.22\text{KN}/\text{ML}$.

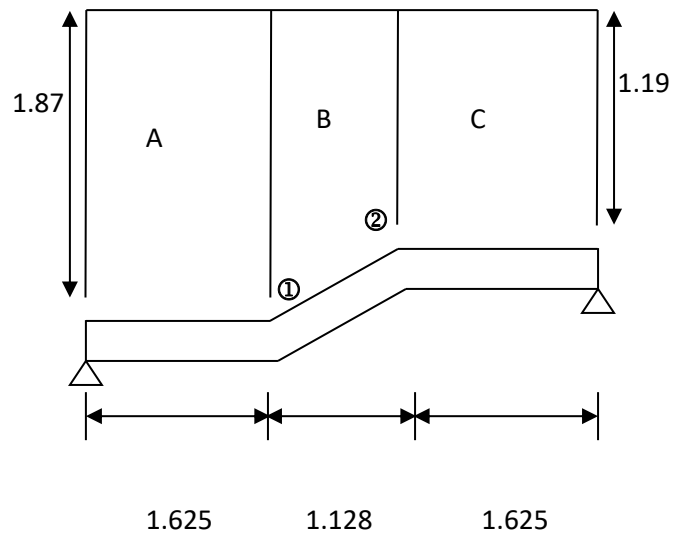
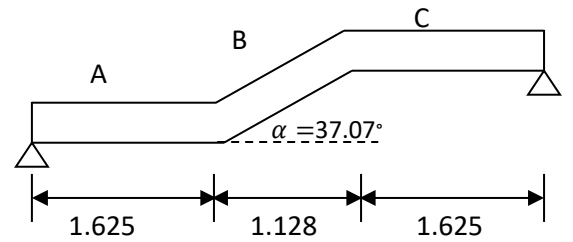
❖ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : $18.80\text{ KN}/\text{ML}$.
- Partie B : 0

❖ **Chargement dû au poids du mur intérieur :**

- Partie A : $1.30 \times 1.87 = 2.43\text{KN}/\text{ML}$.
- Partie C : $1.30 \times 1.19 = 1.54\text{ KN}/\text{ML}$.
- Parties B : On aura un chargement trapézoïdale

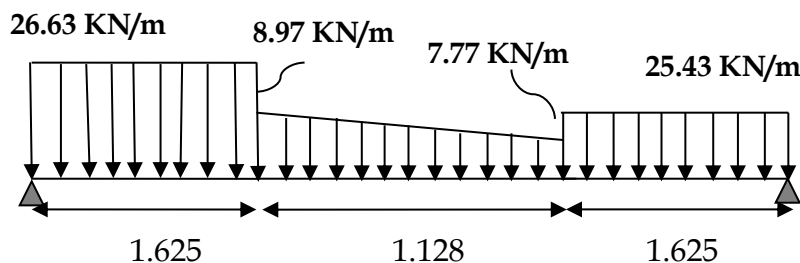
Point ① : $2.43\text{KN}/\text{ML}$; Point ② : $1.54\text{ KN}/\text{ML}$.



III.7.3 Calcul des efforts internes :

1) **Combinaison de charges à l'ELU :**

- Partie A : $q_u = 1.35(3.375 + 2.43) + 18.8 = 26.63\text{ KN}/\text{ML}$.
- Partie C : $q_u = 1.35(3.375 + 1.54) + 18.8 = 25.43\text{ KN}/\text{ML}$
- Partie B : Point 1 : $q_u = 1.35(4.22 + 2.43) + 0 = 8.97\text{ KN}/\text{ML}$.
Point 2 : $q_u = 1.35(4.22 + 1.54) + 0 = 7.77\text{ KN}/\text{ML}$.



2) **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 26.63 \times 1.625 + 7.77 \times 1.128 + \frac{8.97 - 7.77}{2} \times 1.128 + 25.43 \times 1.625$$

$$R_A + R_B = 94.03 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$26.63 \times 1.625 \times 0.81 + 7.77 \times 1.128 \times 2.18 + (8.97 - 7.77) \times 0.56 \times 2 + 25.43 \times 1.625 \times 3.56 = R_B \times 4.37$$

$$\underline{R_A} = 47.67 \text{ KN ET } \underline{R_B} = 46.36 \text{ KN.}$$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.625\text{m}$

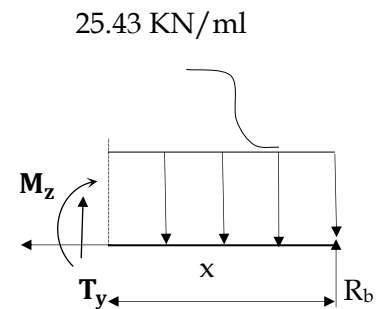
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -12.71 x^2 + 46.36 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.525 \rightarrow M_z = 41.77 \text{ KN.m}$

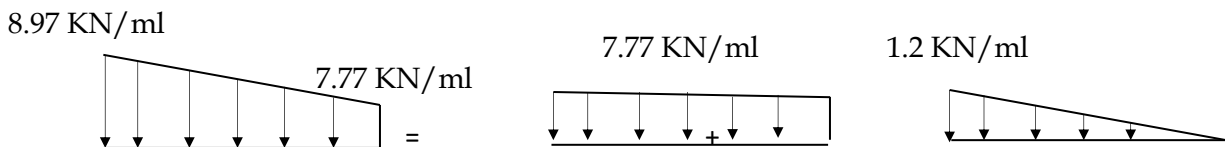
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -25.43x + 46.36$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 46.36 \text{ KN.}$
- Pour $x=1.525 \rightarrow T_y = 5.04 \text{ KN}$



❖ **2^{eme} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.128$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous

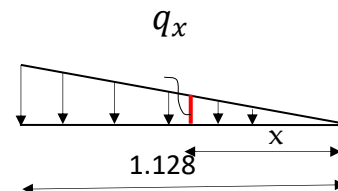


Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x/q_x = 1.128/1.2 \text{ ; Donc: } q_x = 1.06x$$

$$\sum M/\delta = 0$$



$$M_z = 46.36(x + 1.625) - 25.43 \cdot 1.625 \left(x + \frac{1.625}{2}\right) - 7.77 \frac{x^2}{2} - \frac{(1.06x)x}{2} \frac{x}{3}$$

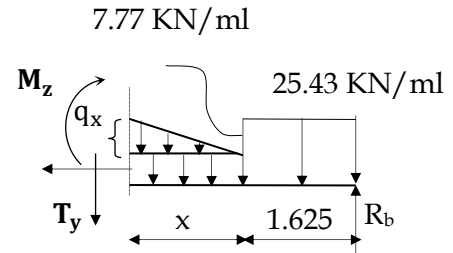
$$M_z = -0.17x^3 - 3.88x^2 + 5.04x + 41.865$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 41.87 \text{ KN.m}$
 - Pour $x=1.128 \rightarrow M_z = 42.36 \text{ KN.m}$
- $$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -0.51x^2 - 7.76x + 5.04$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 5.04 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.128 \rightarrow T_y = -4.35 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x=0.61 \text{ m}$

En injectant $x=0.61$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 43.45 \text{ KN.m}$



❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.625 \text{ m}$

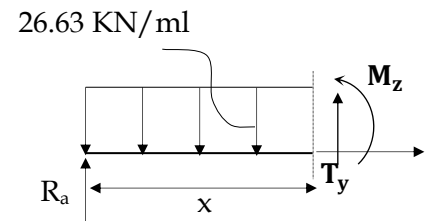
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -13.315x^2 + 47.67x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1.625 \rightarrow M_z = 42.30 \text{ KN.m}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = 26.63x - 47.63$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -47.63 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.525 \rightarrow T_y = -4.35 \text{ KN}$



❖ Remarque :

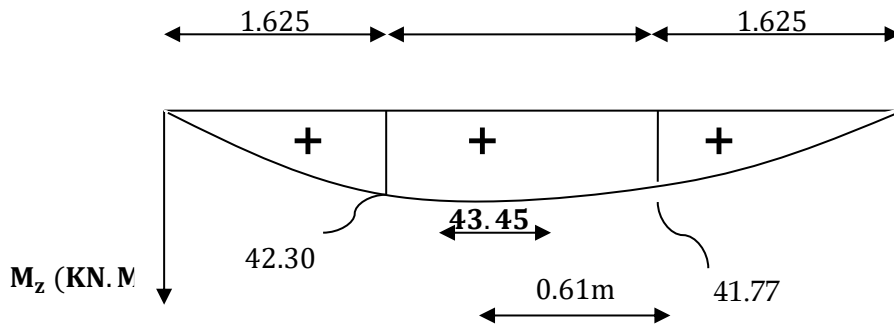
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

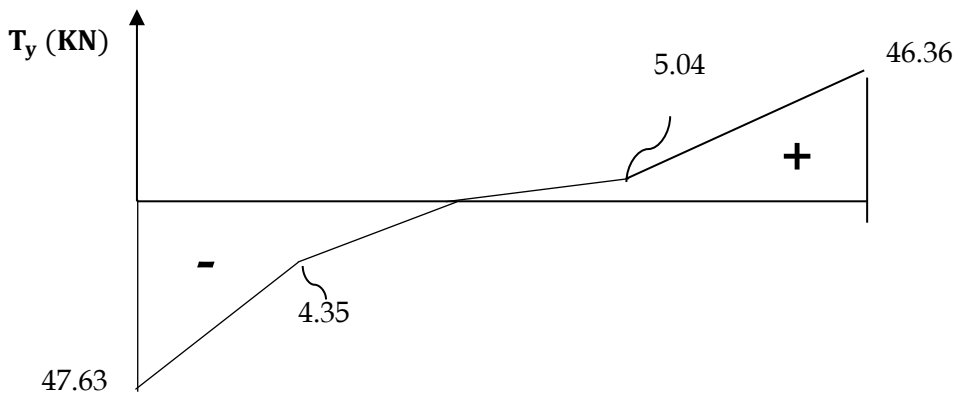
$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 43.45 = -13.03 \text{ KN.m}$$

-En travée :

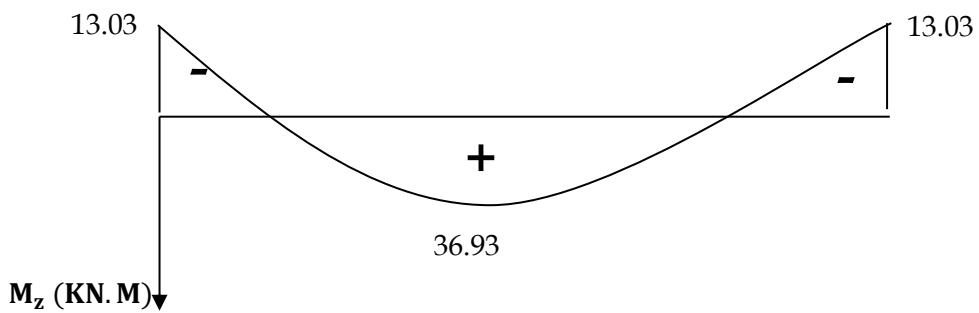
$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 43.45 = 36.93 \text{ KN.m}$$



❖ Diagramme moment fléchissant



❖ Diagramme efforts tranchants



❖ Diagramme corrigé moment fléchissant

III.7.4 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $\mathbf{Ma_{max} = 13.03KN.m}$
- $\mathbf{Mt_{max} = 36.93 KN.m}$

❖ **En travée :**

Le moment max en travée est : $\mathbf{Mt_{max} = 36.93 KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.93 \times 10^5}{30 \times 42^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.049 \Rightarrow \beta = 0.9749$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36.93 \times 10^5}{0.9749 \times 42 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**.

❖ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $\mathbf{Ma_{max} = 13.03 KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.03 \times 10^5}{30 \times 42^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.9914$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.03 \times 10^5}{0.9914 \times 42 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ totale} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

III.7.5 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

❖ **En travée :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$$

Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$$

❖ **Calcul de τ_u :**

$$V_{\text{max}} = 47.63 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{47.63 \times 10^3}{300 \times 420} ; \text{ Donc : } \tau_u = \underline{\underline{0.37 \text{ Mpa.}}}$$

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

Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement 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 $\bar{\tau}_{se}$:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec } : \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \underline{\underline{3.15 \text{ Mpa.}}}$$

❖ **Calcul de τ_{se} :**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.63 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 113.1} ; \text{ Donc } : \tau_{se} = \underline{\underline{1.11 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \checkmark.$$

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

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

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

❖ **Calcul de τ_{su} :**

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = \underline{\underline{45 \text{ cm.}}}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_s = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1,312 / BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{47,63 \cdot 10^3}{348.100} = 1.36 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopt}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

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

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 47.63 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 420} = \underline{\underline{0.84 \text{ Mpa.}}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 \text{ Mpa.}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \checkmark.$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{450}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \Rightarrow \text{soit : } \underline{\varphi_t = 8 \text{ mm.}}$$

Nous adopterons 1 cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0.37 - 0,3 \times 2.1) 1.15 \times 30} < 0$$

Le béton parvient à lui seul à parvient à reprendre les efforts de traction du au cisaillement, cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(37.8 ; 40 \text{ cm}) = \underline{\underline{37.8 \text{ cm}}}$$

- ❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2 \right) = \min (11.25 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = \underline{\underline{11.25 \text{ cm}}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min (37.8 \text{ cm} ; 11.25 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm.}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{\underline{11 \text{ cm.}}}$

- Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(37.8\text{cm} ; 22.5\text{cm}) = 22.5\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \underline{20\text{cm}}$

- Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \checkmark.$$

- ❖ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

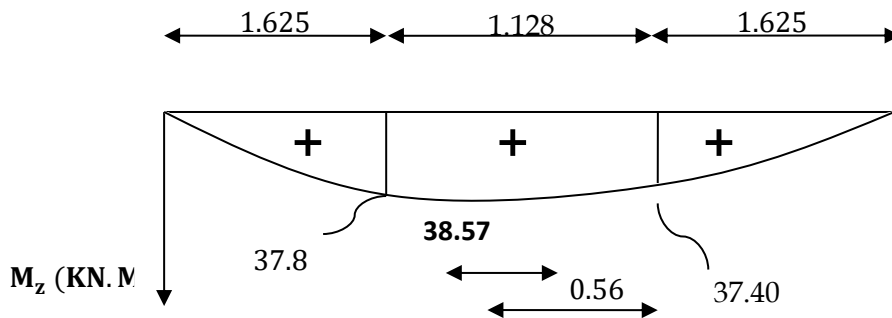
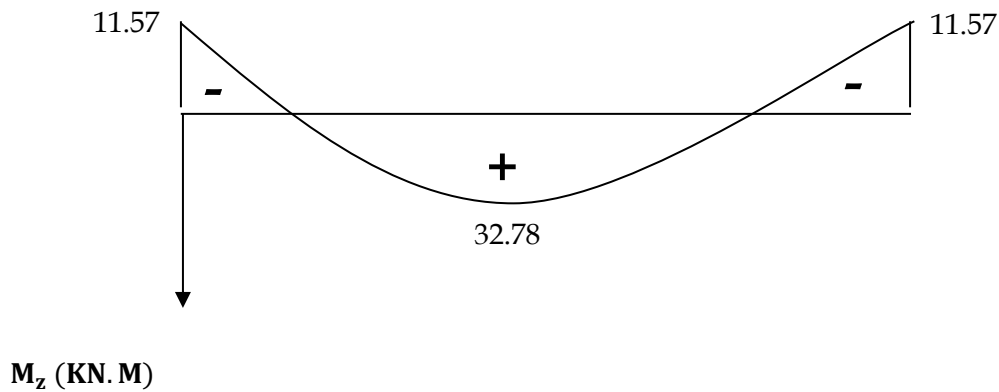
$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4b st}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.60\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du BAEL} \dots\dots\dots \checkmark.$$

III.7.6 Vérification à l'ELS :❖ **Combinaison de charges à l'ELS :**

- **Partie A** : $q_u = (3.375 + 2.43) + 18.8 = 24.6 \text{ KN/ML}$.
- **Partie C** : $q_u = (3.375 + 1.54) + 18.8 = 23.71 \text{ KN/ML}$
- **Partie B**: Point 1 : $q_u = (4.22 + 2.43) + 0 = 6.65 \text{ KN/ML}$.
Point 2 : $q_u = (4.22 + 1.54) + 0 = 5.76 \text{ KN/ML}$.

Diagramme des moments à l'ELS:❖ **Diagramme moment fléchissant**❖ **Diagramme corrigé moment fléchissant**

Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

❖ **En travée :**

• **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 42} \times 100 = 0.366$$

$$\rho_1 = 0.366 \Rightarrow k_1 = 38.19 \text{ et } \beta_1 = 0.906$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{32.78 \times 10^6}{0.906 \times 420 \times 462} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{186.46 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 186.46 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{186.46}{38.19} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = \underline{\underline{4.88 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

❖ **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 42} \times 100 = 0.269$$

$$\rho_1 = 0.269 \Rightarrow k_1 = 46.23 \text{ et } \beta_1 = 0.939$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.57 \times 10^6}{0.939 \times 420 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = \underline{\underline{86.54 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_s = 86.54 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \checkmark.$$

• Contrainte dans le béton :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{86.54}{46.23} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{1.87} \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.87 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \checkmark.$$

Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{45}{452} = 0.099$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 42} = 0.0036$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \checkmark$$

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 32.78}{10 \times 24.6 \times 4.52^2} = 0.05$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \checkmark$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

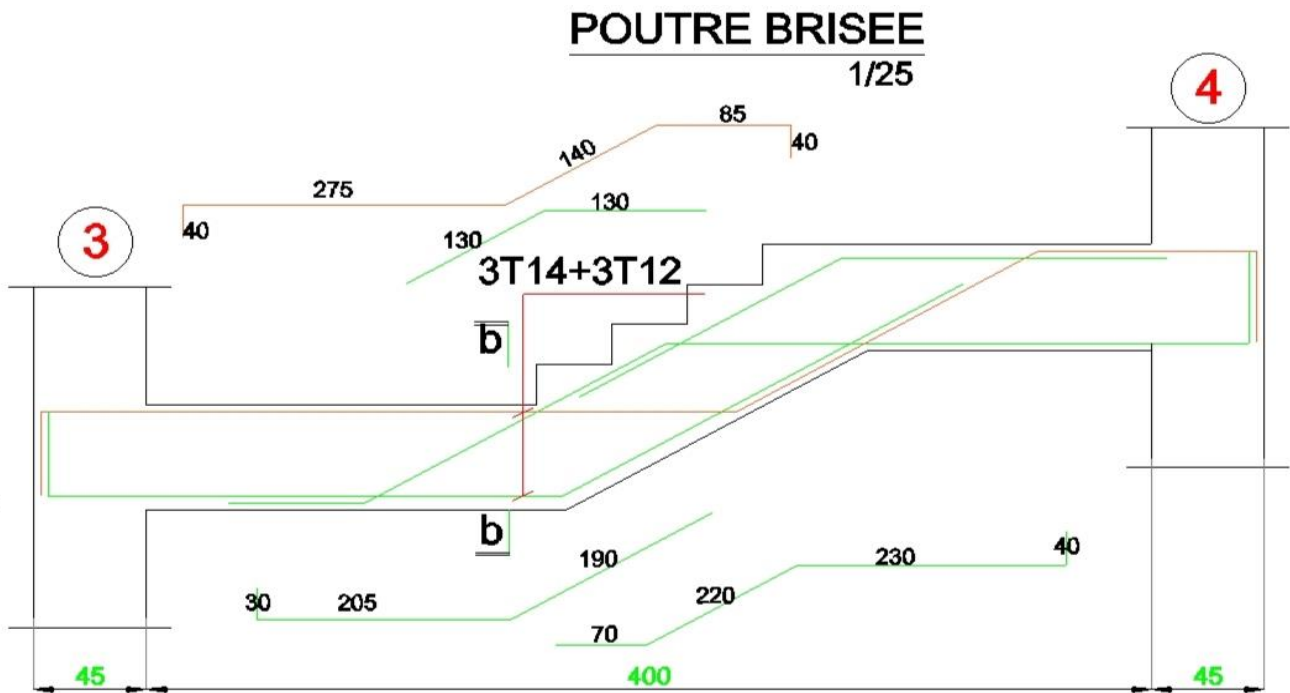
❖ Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

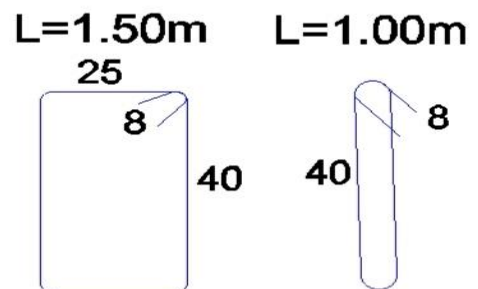
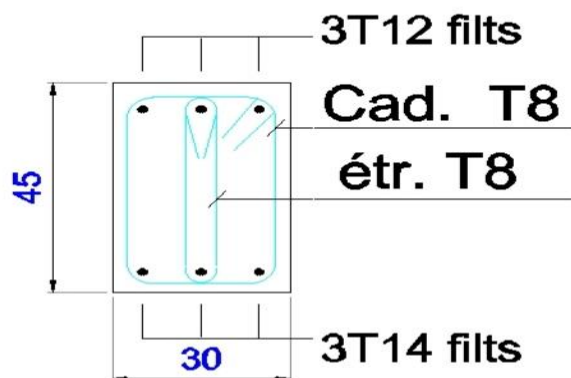
- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .



Coupe b-b
1/20



IV.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.7.0**

IV.2.1 Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.6.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux

règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.2.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV.2.3 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage
Colonne :	Poteau
Beam :	Poutre
File :	Fichier
Copy :	Copier
Move :	Déplacer
Save :	Enregistrer
Save as :	Enregistrer sous
Add :	Ajouter
Delete :	Supprimer
Story :	Étage
Height :	Hauteur

Grid line :	Ligne de grille
Joints :	Nœuds
Frame :	Portique (cadre)
Shell :	Voile
Élément :	Élément
Restraintes :	Points d'application de la charge
Loads :	Charges
Uniformed loads :	Charges uniformes
Define :	Définir
Material :	Matériaux
Concrete :	Béton
Steel :	Acier

IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.
- G) Chargement des éléments.
- H) Introduction des combinaisons d'actions.
- I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

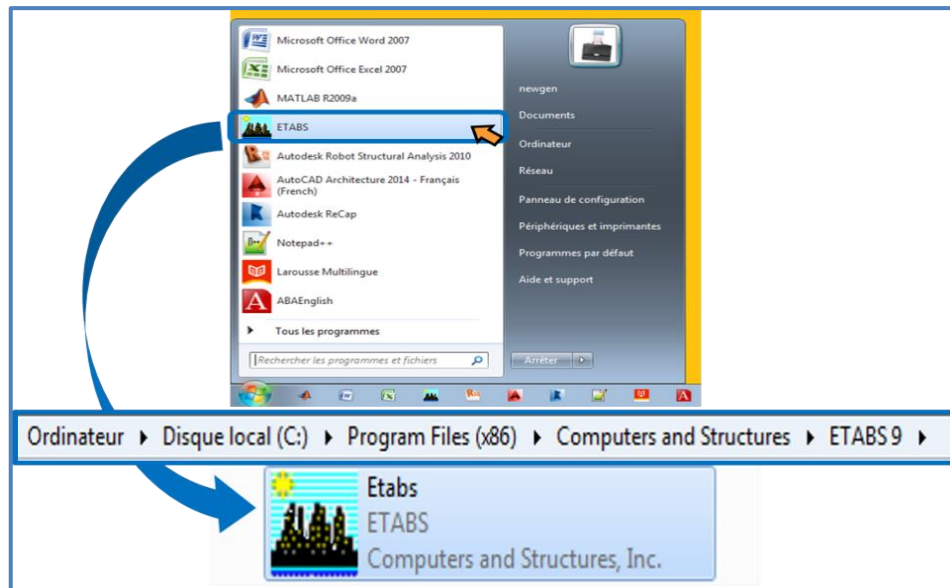


Figure IV.1 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

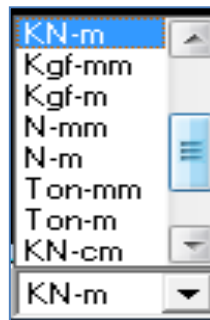


Figure IV.2 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

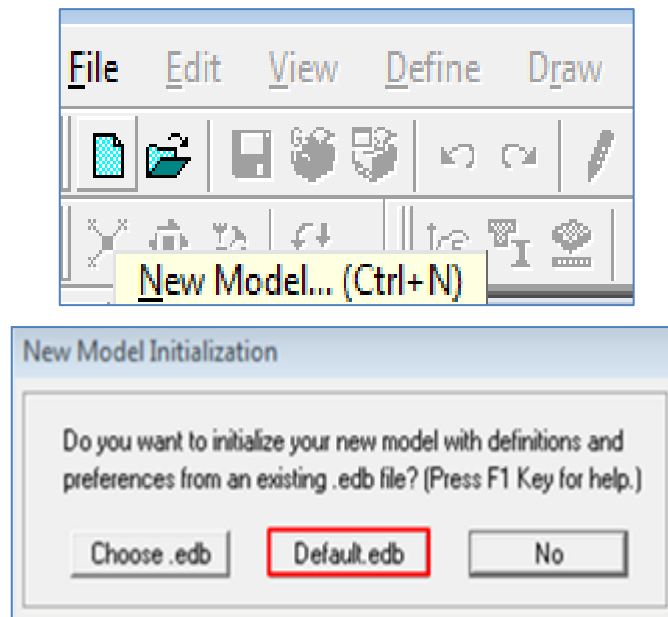


Figure IV.3 Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

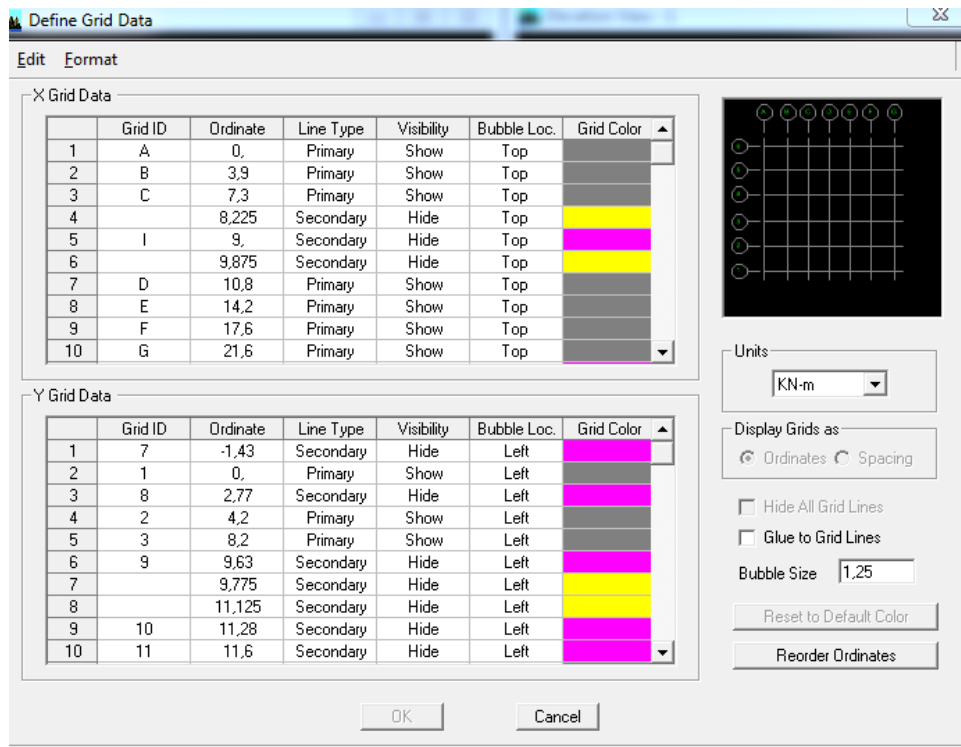


Figure IV.4 Introduction de la géométrie de base

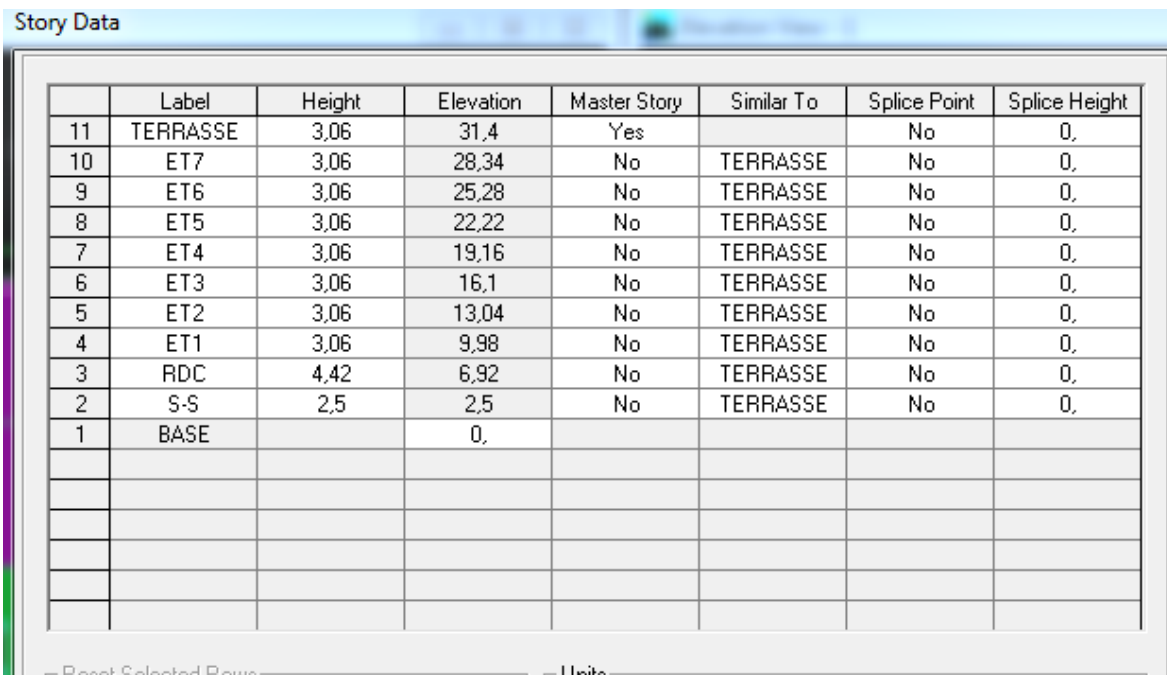


Figure IV.5 Introduction des étages

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

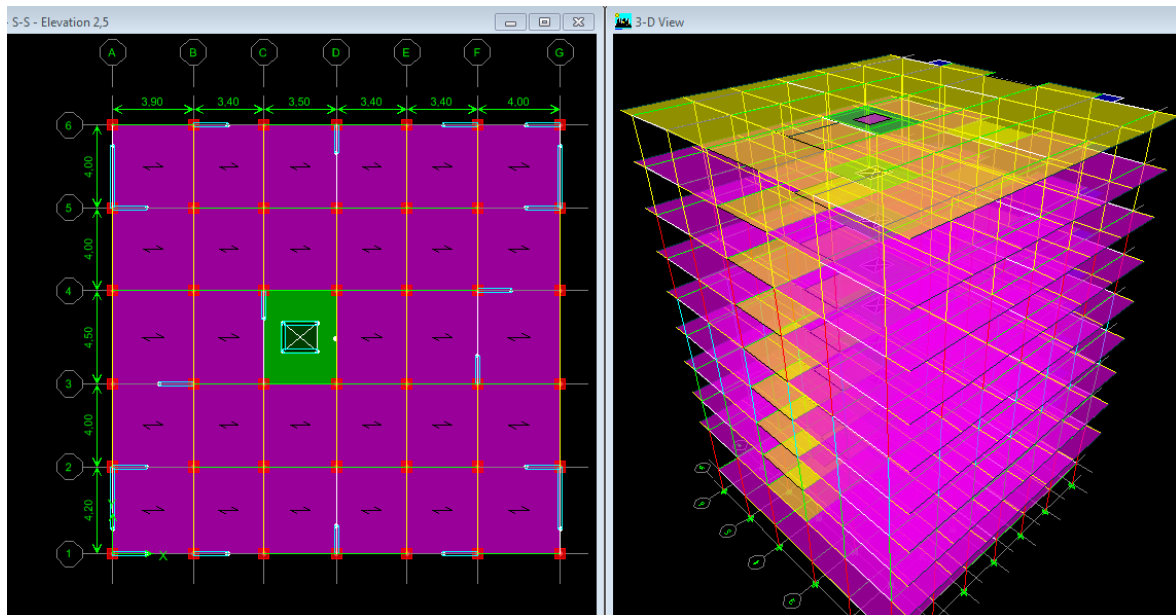


Figure IV.6 Affichage en plan et en 3D

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**

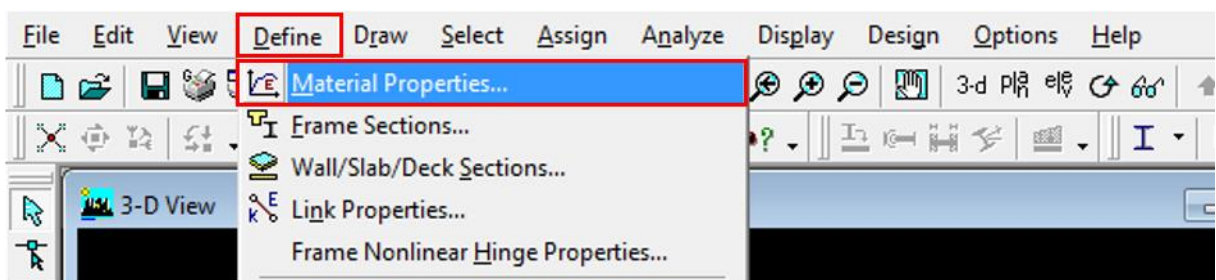


Figure IV.7 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data


Material Name <input type="text" value="BETON25"/>	Display Color Color 
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design <input type="text" value="Concrete"/>
Analysis Property Data	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)
Mass per unit Volume <input type="text" value="2,5"/>	Specified Conc Comp Strength, f'c <input type="text" value="25000,"/>
Weight per unit Volume <input type="text" value="25,"/>	Bending Reinf. Yield Stress, fy <input type="text" value="400000,"/>
Modulus of Elasticity <input type="text" value="32164200,"/>	Shear Reinf. Yield Stress, fys <input type="text" value="400000,"/>
Poisson's Ratio <input type="text" value="0,2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete
Coeff of Thermal Expansion <input type="text" value="9,900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor <input type="text"/>
Shear Modulus <input type="text" value="13401750,"/>	
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

Figure IV.8 Caractéristiques du béton

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :



Define → **Frame Sections** → **ADD Rectangular.**

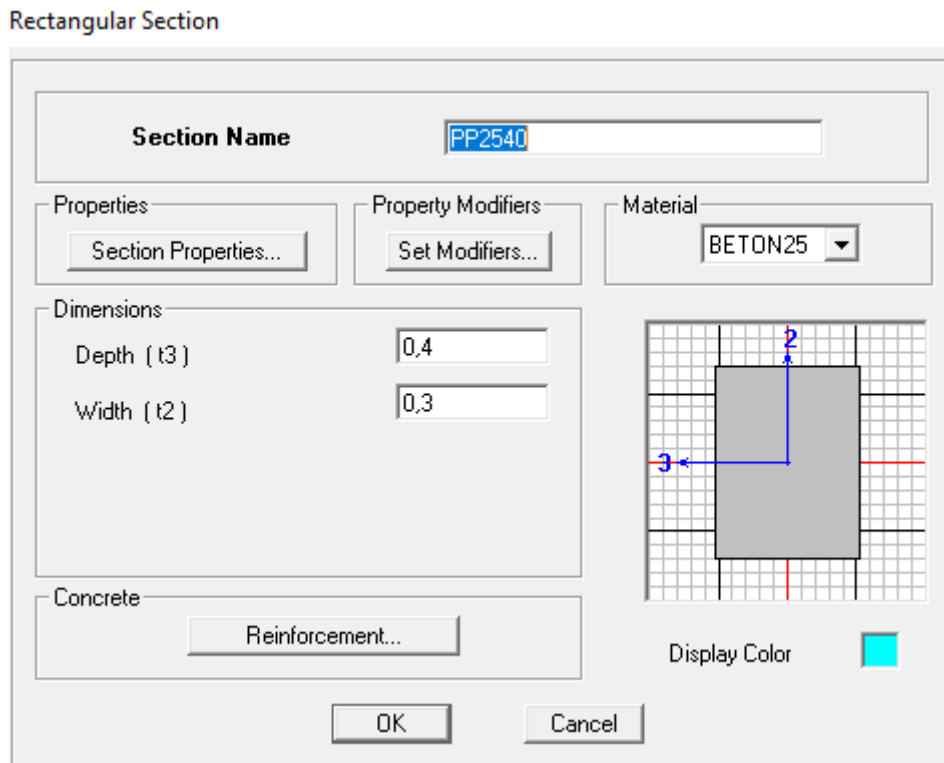


Figure IV.9 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

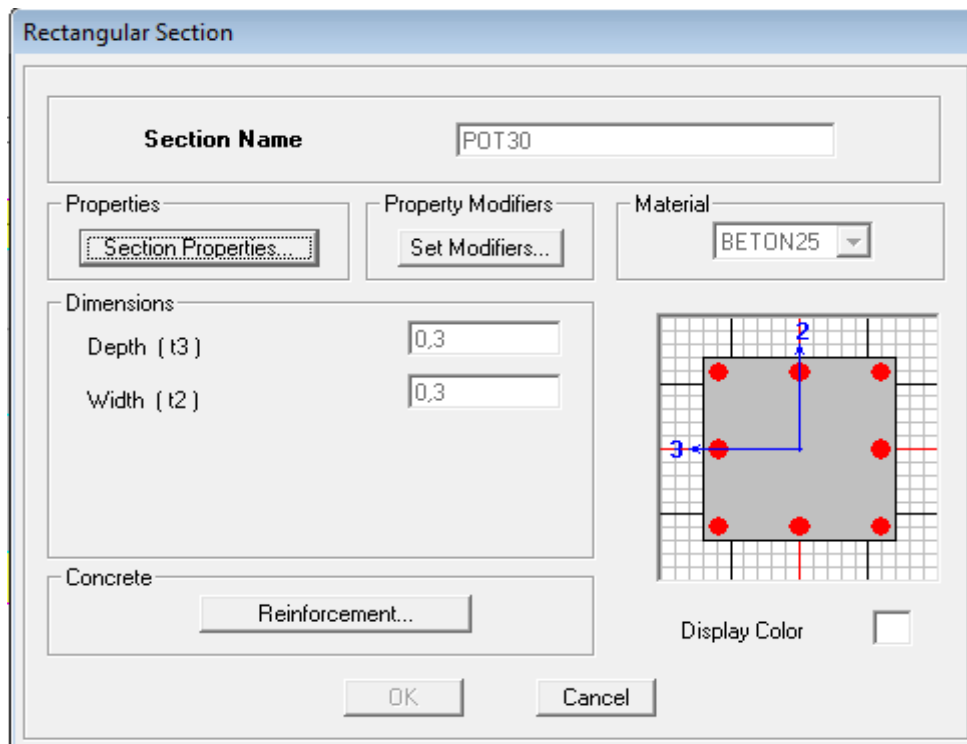



Figure IV.10 Définition des poteaux

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

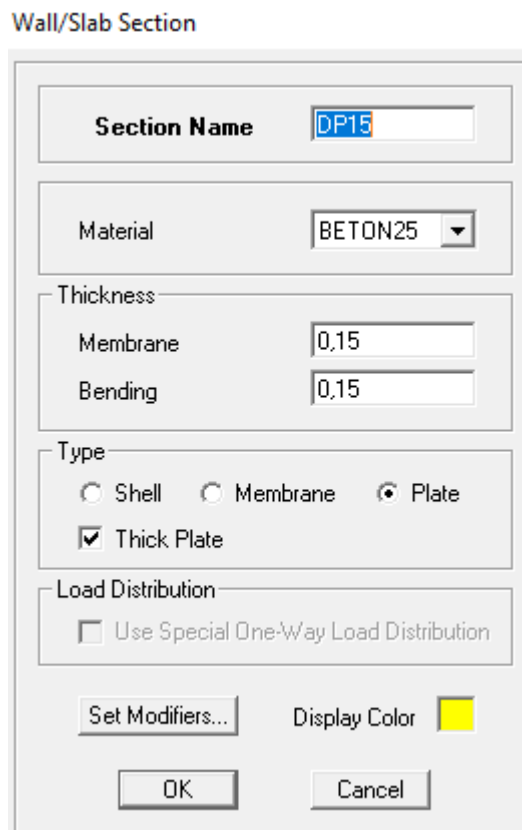
- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

Wall/Slab Section



Section Name: DP15

Material: BETON25

Thickness:

Membrane: 0,15

Bending: 0,15

Type:

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution:

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

OK Cancel

Figure IV.11 Définition des dalles

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



Pour les poteaux

On clique sur le bouton





Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) · **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

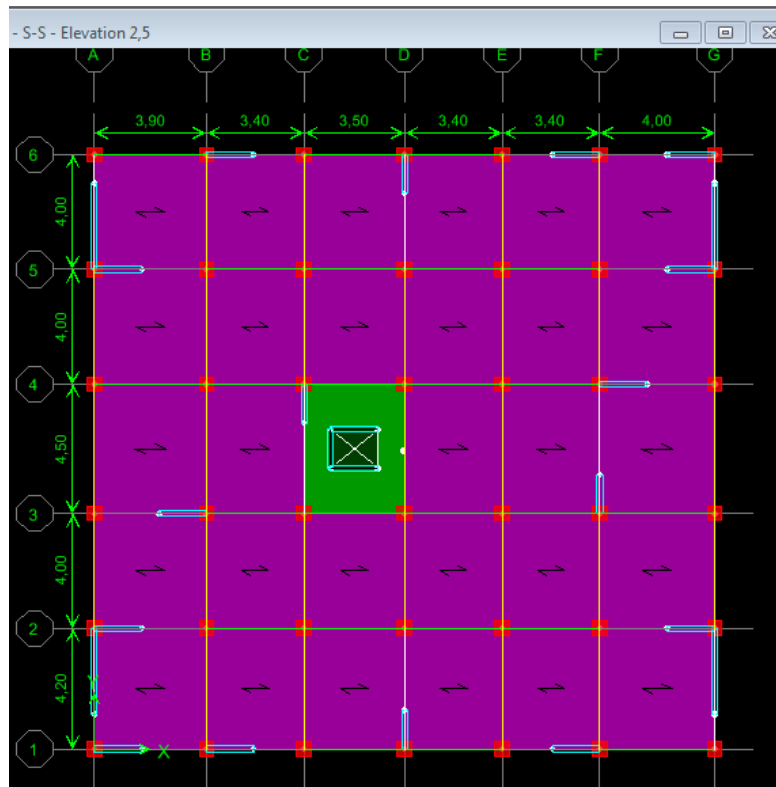



Figure IV.12 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

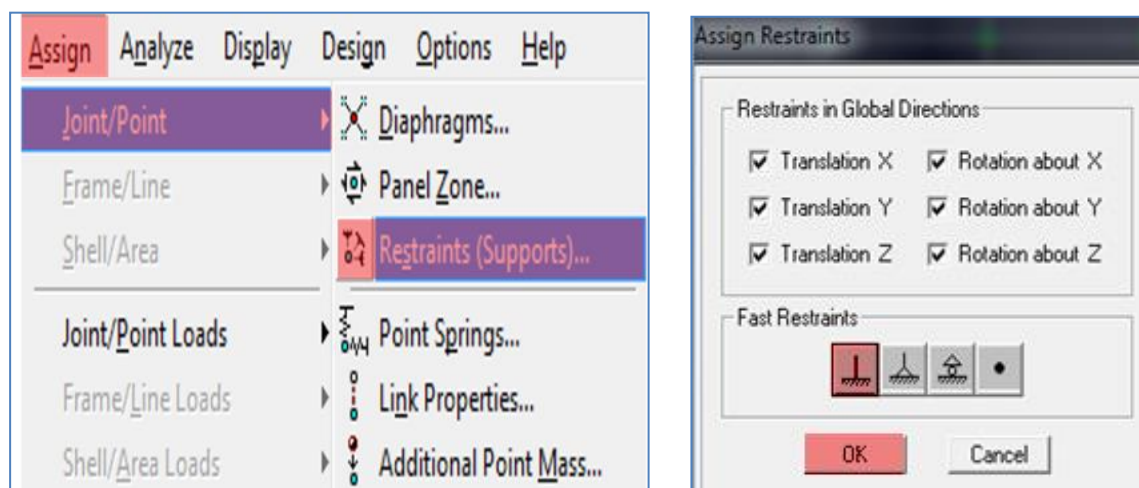


Figure IV.13 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

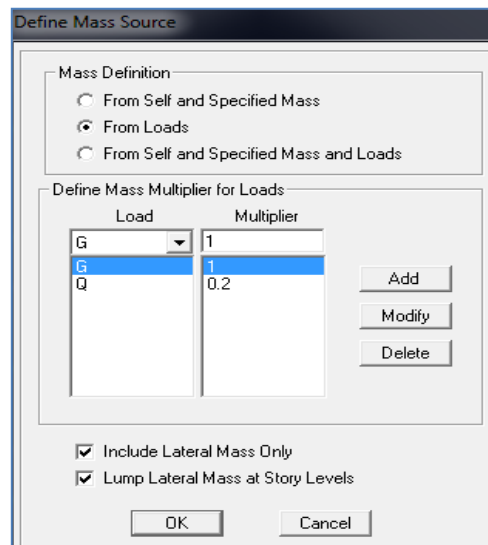


Figure IV.14 Définition du poids propre

➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maître, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maîtres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragmas**



→ **D1** → **OK**.

On suit la même procédure pour les autres étages.

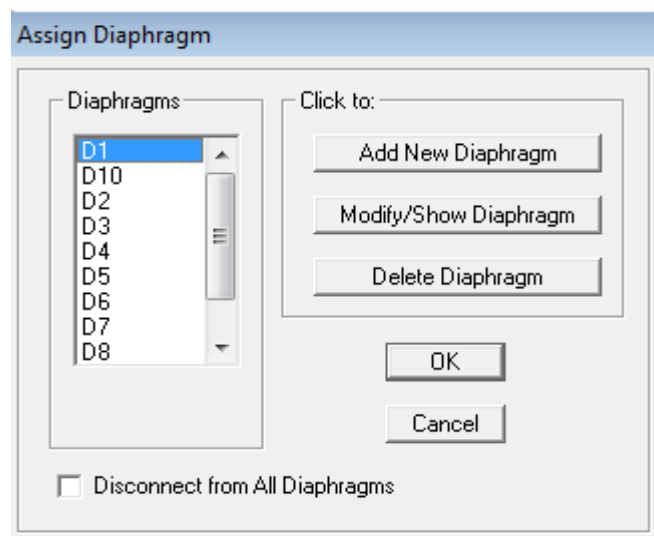


Figure IV.15 Introduction des diaphragmes

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.



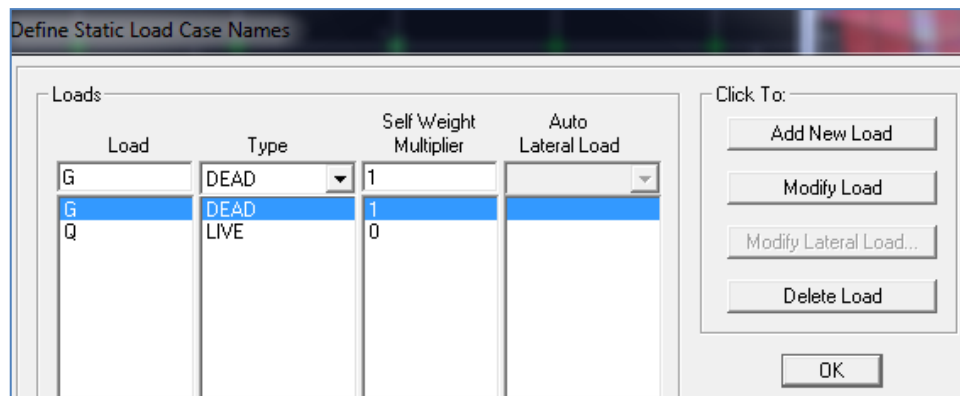


Figure IV.16 Définition des charges statiques

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

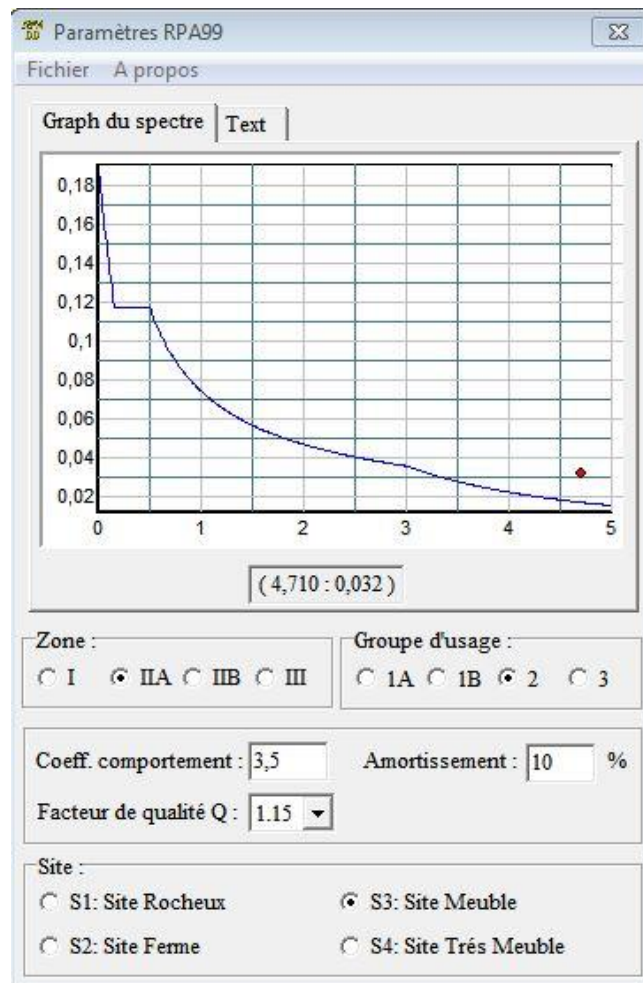


Figure IV.17 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

Response Spectrum Function Definition

Response Spectrum Function Definition

Function Name: PRAX

Function Damping Ratio: 0,1

Function File:

File Name:

Header Lines to Skip:

Convert to User Defined

Values are:

Frequency vs Value

Period vs Value

Function Graph:

Display Graph

Figure IV.18 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

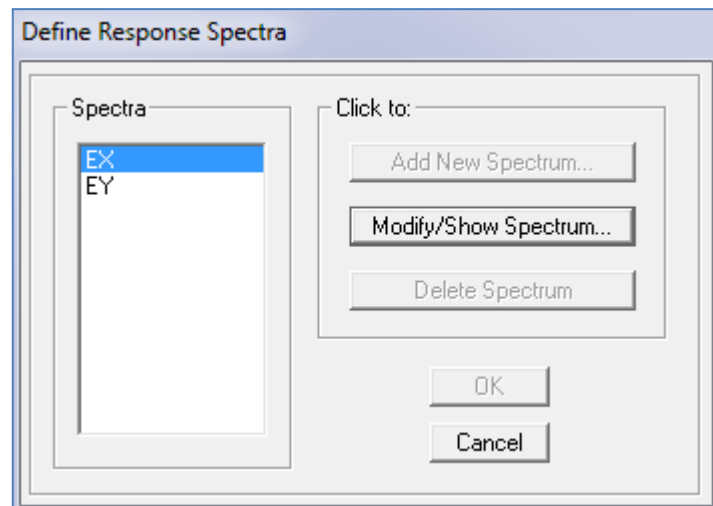


Figure IV.19 Définition des charges sismiques

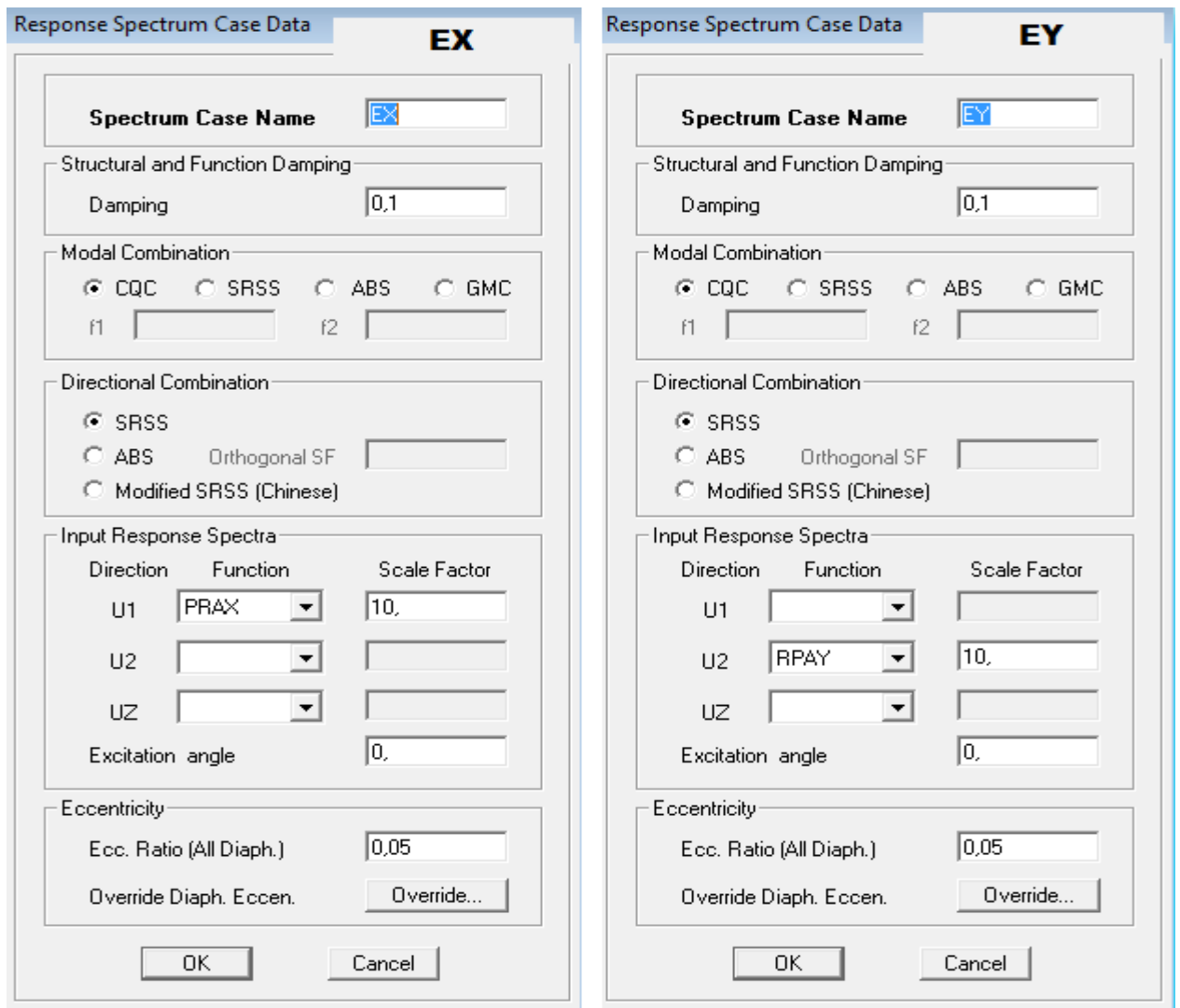



Figure IV.20 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions**➤ Combinaisons aux états limites**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003

GQE : $G + Q \pm E$

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo**.

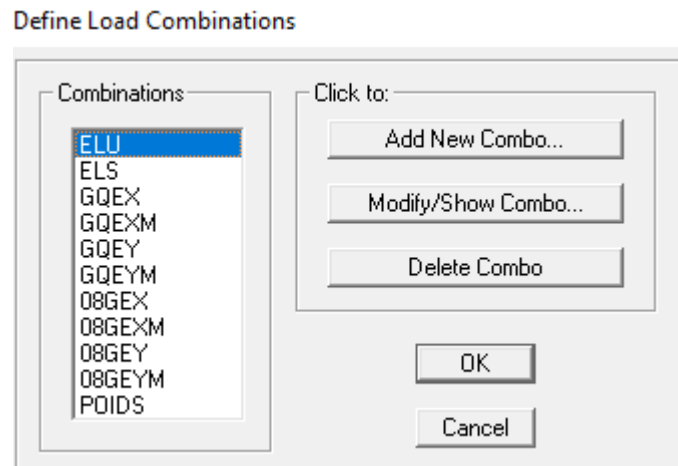



Figure IV.21 Introduction des combinaisons d'actions

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ Visualisation des résultats



Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** .

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

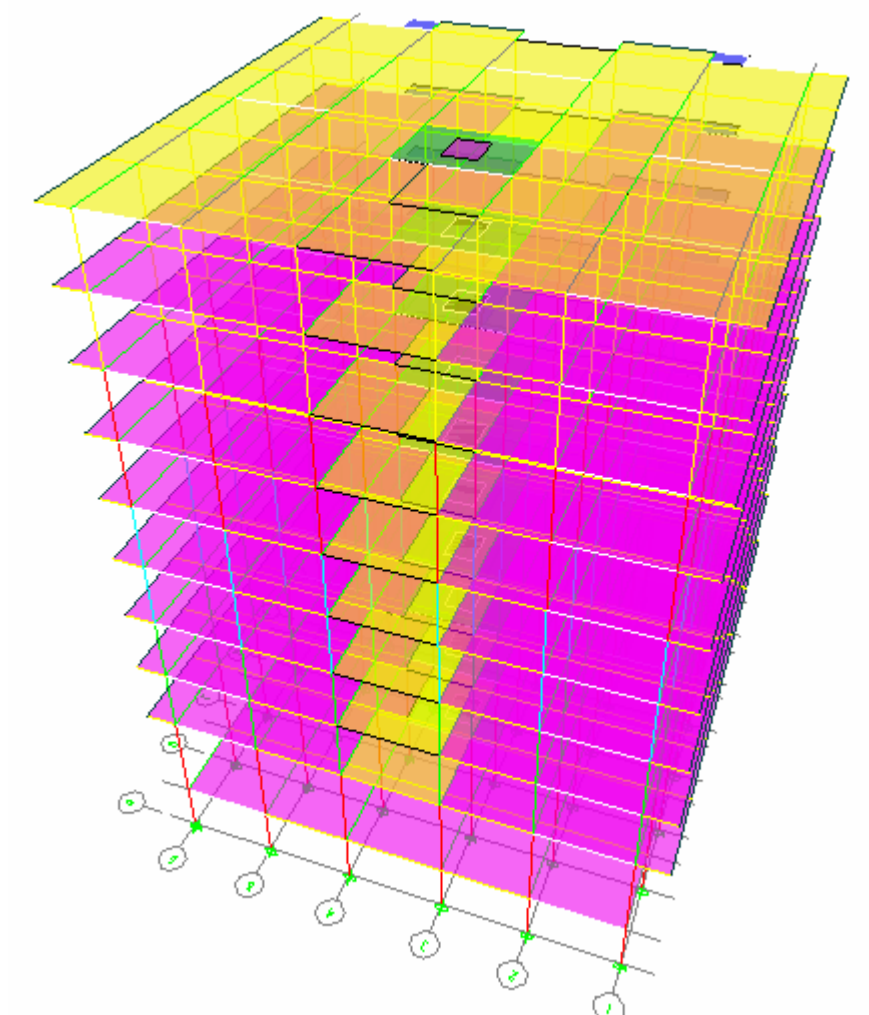


Figure IV.22 Vue en 3D de la structure

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

V.1 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en « **R+8 + sous sol** » implantée à **boghni Wilaya tizi-ouzou**, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone II**).
- ✓ Bâtiment à usage habitation et commerciale.
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.1.1 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 1.012411 s

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information
→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

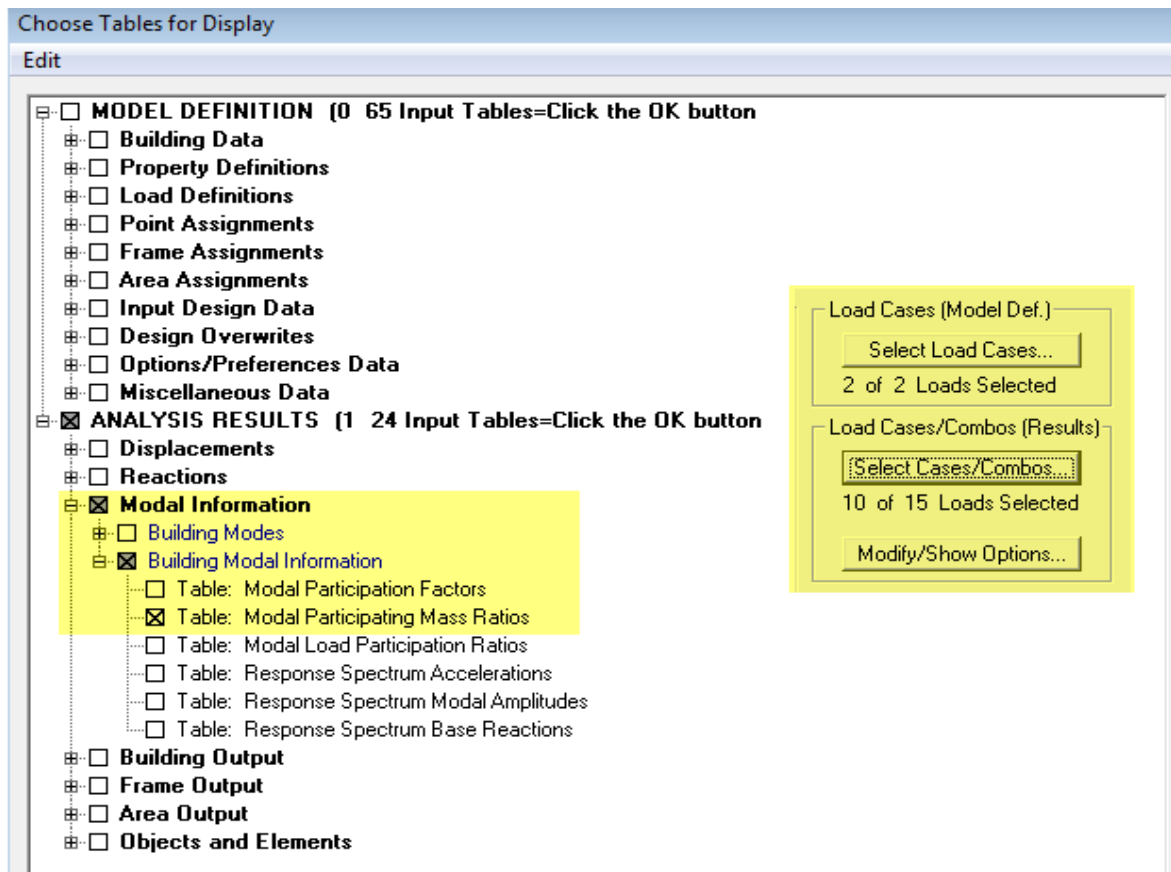


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ
▶	1	1,012411	70,6027	0,0689	70,6027	0,0689	0,0000	0,0044	0,0044
	2	0,814690	0,0770	68,2064	70,6797	68,2753	0,0000	1,5496	1,5540
	3	0,758121	0,0007	1,4194	70,6804	69,6947	0,0000	69,1697	70,7236
	4	0,279545	14,3342	0,0136	85,0146	69,7084	0,0000	0,0009	70,7246
	5	0,215254	0,0134	15,0202	85,0280	84,7286	0,0000	0,8921	71,6167
	6	0,202526	0,0000	0,9876	85,0280	85,7162	0,0000	14,3656	85,9823
	7	0,120377	5,4556	0,0035	90,4836	85,7197	0,0000	0,0003	85,9826
	8	0,093304	0,0020	4,8974	90,4856	90,6171	0,0000	0,5753	86,5578
	9	0,088143	0,0000	0,6224	90,4856	91,2395	0,0000	4,8301	91,3879
	10	0,065017	2,6340	0,0008	93,1196	91,2403	0,0000	0,0001	91,3881
	11	0,052796	0,0005	2,3426	93,1201	93,5829	0,0000	0,1887	91,5768
	12	0,049374	0,0000	0,2229	93,1202	93,8058	0,0000	2,3074	93,8842

Tableau V.1 La période et des masses participantes

- ◆ Le premier mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 70.60 % de la masse.> 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 68.20 % de la masse.> 50%
- ◆ Le troisième mode de vibration est : **Une rotation suivant l'axe Z-Z,**
Il mobilise 69.17 % de la masse.> 50% ; il n'y a pas de torsion.

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **10 modes.**

10^{ème} mode → Sens X-X : 90.48 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 90.61 % > 90% → **Condition vérifiée.**

V.1.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A=0.25**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 RPA 99 version 2003).}$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{matrix} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{matrix} \right\} \text{Site meuble S3}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement η**

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$
 ≥ 0.7

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. $h_n = 31.40 \text{ m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Remarque

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (31.40)^{3/4} \rightarrow T = 0,66 \text{ sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

D'où : $T = 1,3 \times 0,660 = 0.858 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 1.01 \text{ sec} \rightarrow \mathbf{3^{\text{ème}} \text{ cas}}$

Donc $T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} \rightarrow \mathbf{T = 0.858 \text{ s}}$

Finalement : $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0.858}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \mathbf{D = 1,33}$

C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q=1+\sum P_q}$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement :

$$Q_x = 1,05 \text{ et } Q_y = 1,05.$$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$D'où : W_T = \sum_1^9 W_i$$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table
 → Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

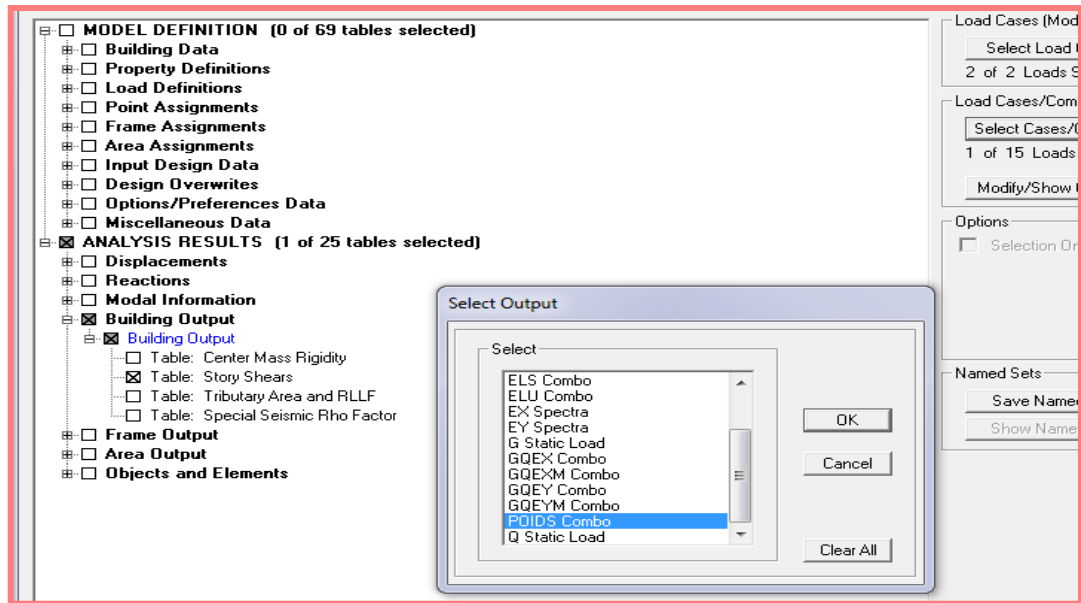


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Story Shears										
Edit View										
Story Shears										
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
	ET7	POIDS	Bottom	7365,55	0,00	0,00	-0,008	76453,523	-81666,0	
	ET6	POIDS	Top	9979,26	0,00	0,00	-0,008	103551,676	-111010,0	
	ET6	POIDS	Bottom	11013,16	0,00	0,00	-0,018	114323,139	-122085,0	
	ET5	POIDS	Top	13626,88	0,00	0,00	-0,018	141421,292	-151429,0	
	ET5	POIDS	Bottom	14660,78	0,00	0,00	-0,031	152192,666	-162504,0	
	ET4	POIDS	Top	17274,49	0,00	0,00	-0,031	179290,819	-191848,0	
	ET4	POIDS	Bottom	18428,88	0,00	0,00	-0,045	191317,214	-204221,0	
	ET3	POIDS	Top	21042,59	0,00	0,00	-0,045	218415,367	-233565,0	
	ET3	POIDS	Bottom	22196,98	0,00	0,00	-0,059	230441,746	-245939,0	
	ET2	POIDS	Top	24810,69	0,00	0,00	-0,059	257539,900	-275283,0	
	ET2	POIDS	Bottom	26101,63	0,00	0,00	-0,069	270988,732	-289127,0	
	ET1	POIDS	Top	28715,34	0,00	0,00	-0,069	298086,885	-318471,0	
	ET1	POIDS	Bottom	30006,28	0,00	0,00	-0,077	311535,827	-332315,0	
	RDC	POIDS	Top	32678,46	0,00	0,00	-0,077	339230,910	-362638,0	
	RDC	POIDS	Bottom	34763,59	0,00	0,00	-0,082	360953,751	-385009,0	
	S-S	POIDS	Top	36933,61	0,00	0,00	-0,082	383438,828	-408386,0	
	S-S	POIDS	Bottom	38112,99	0,00	0,00	-0,083	395725,631	-421038,0	

Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

Donc : $W = 38112.99 \text{ KN}$

E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

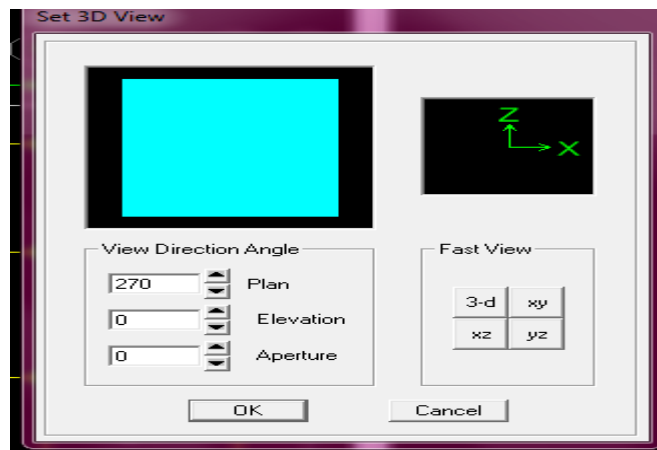


Figure V.3

Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.

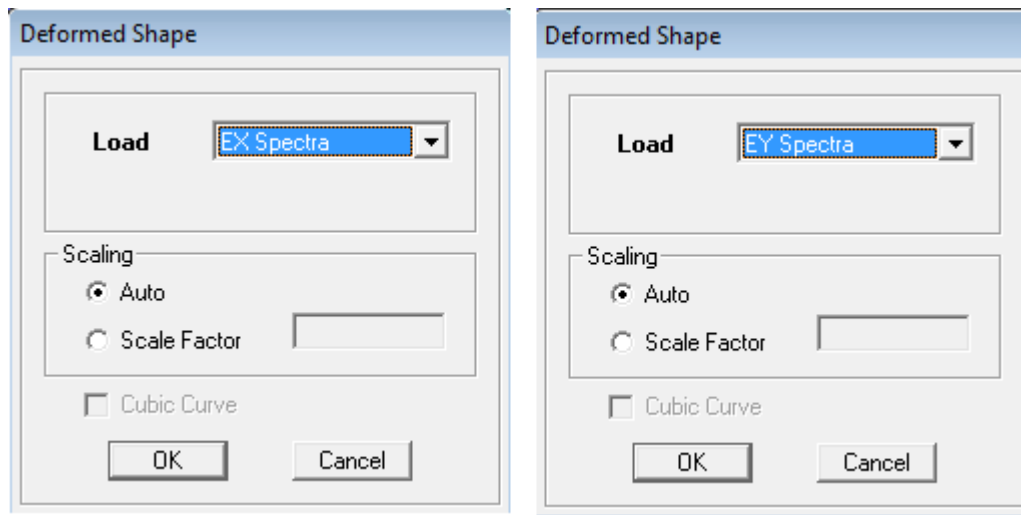


Figure V.4 Affichage des déformées suivant x et y.

Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

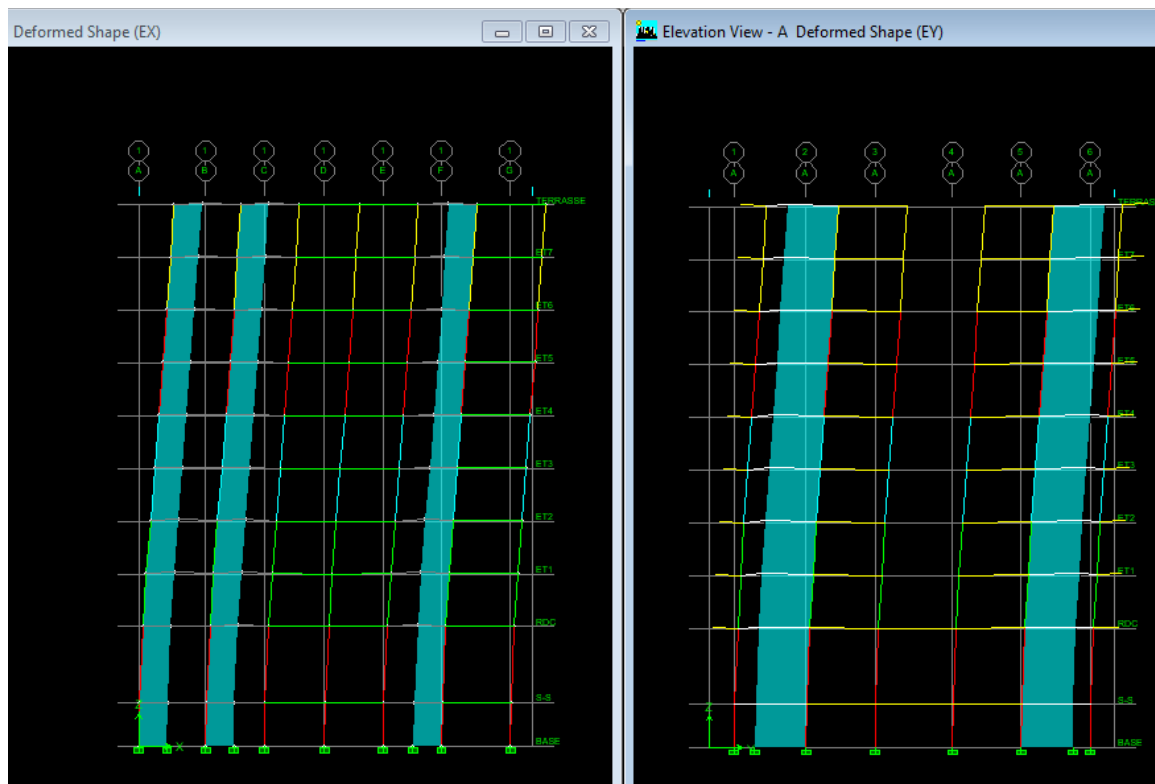


Figure V.5 La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.

Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales

Sens X-X

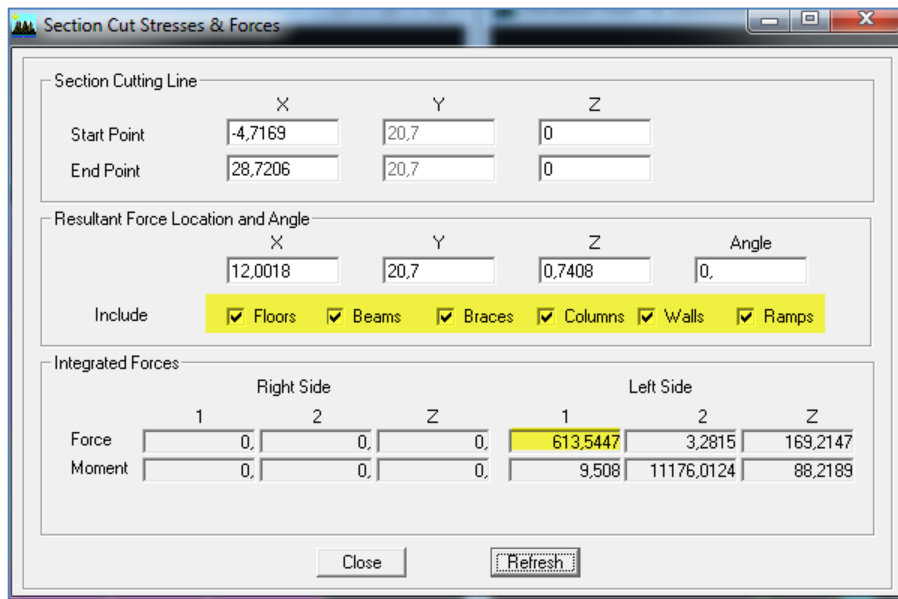


Figure V.6 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x

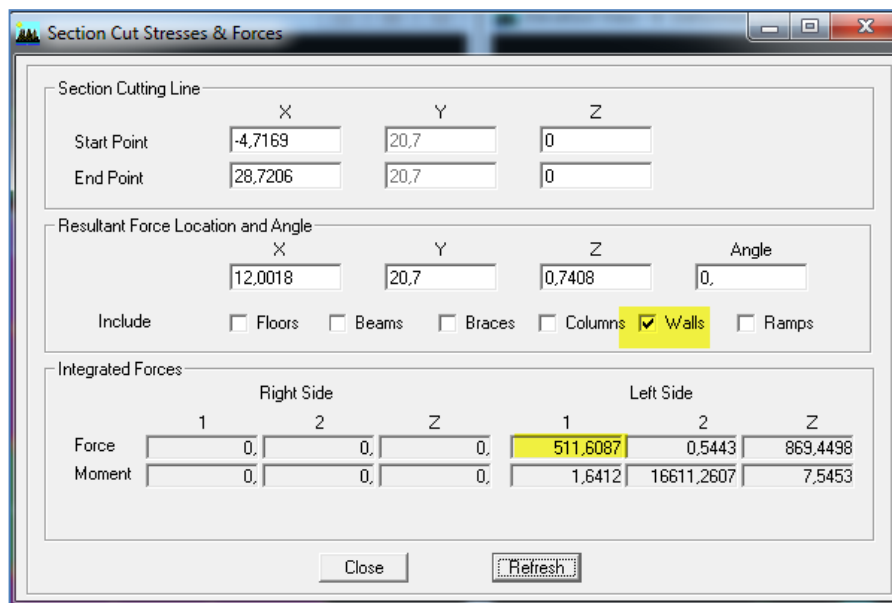


Figure V.7 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x

On a 613.54 → 100%

511.61 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{511.61 \times 100}{613.54} = 83.38\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=83.38%

Effort repris par les portiques=16.62%

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :

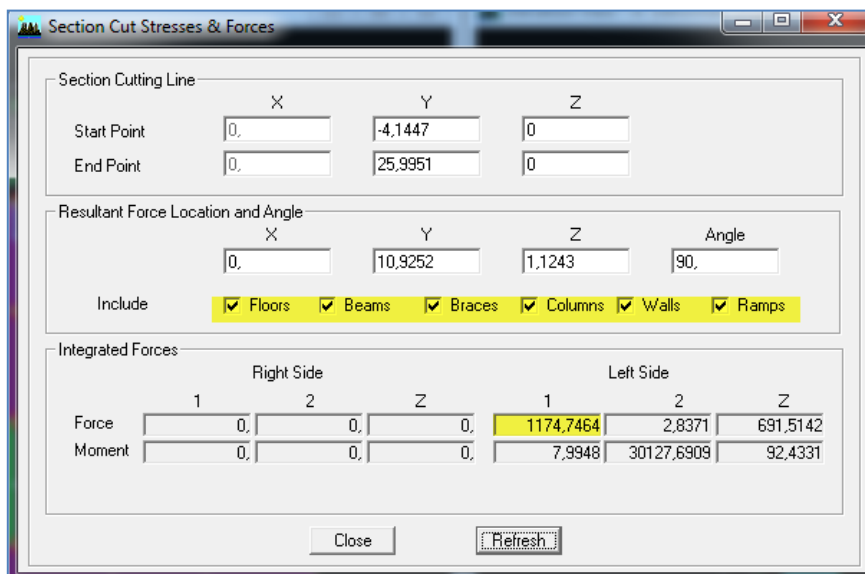


Figure V.8 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y

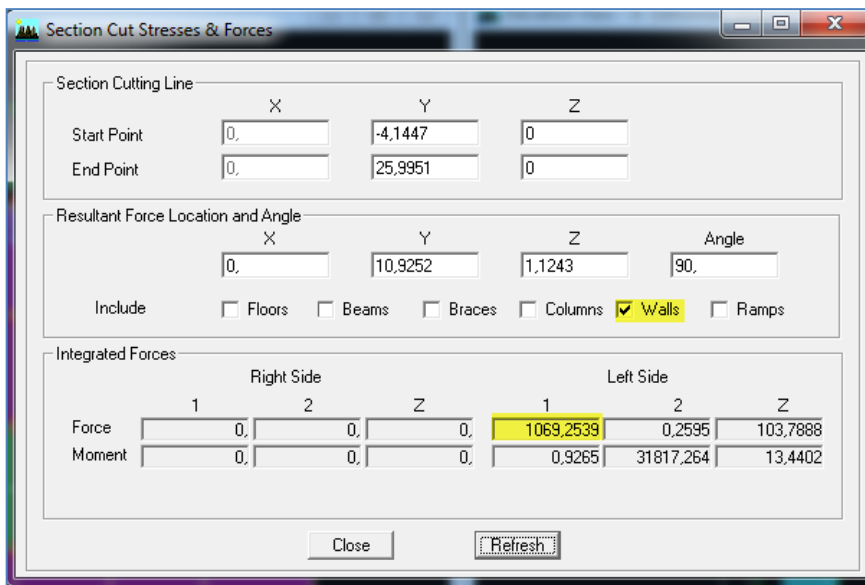


Figure V.9 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y

On a 1174.74 → 100%

1069.25 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1069.25 \times 100}{1174.74} = 91.02\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=91.02%

Effort repris par les portiques=8.97%

Les Charges verticales :

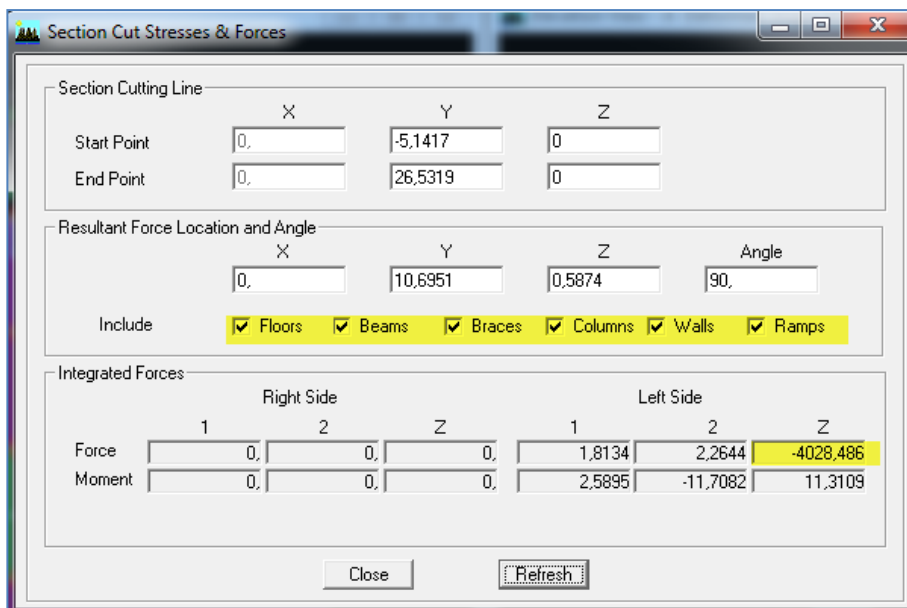


Figure V.10 Les forces vertical reprises par tous les éléments

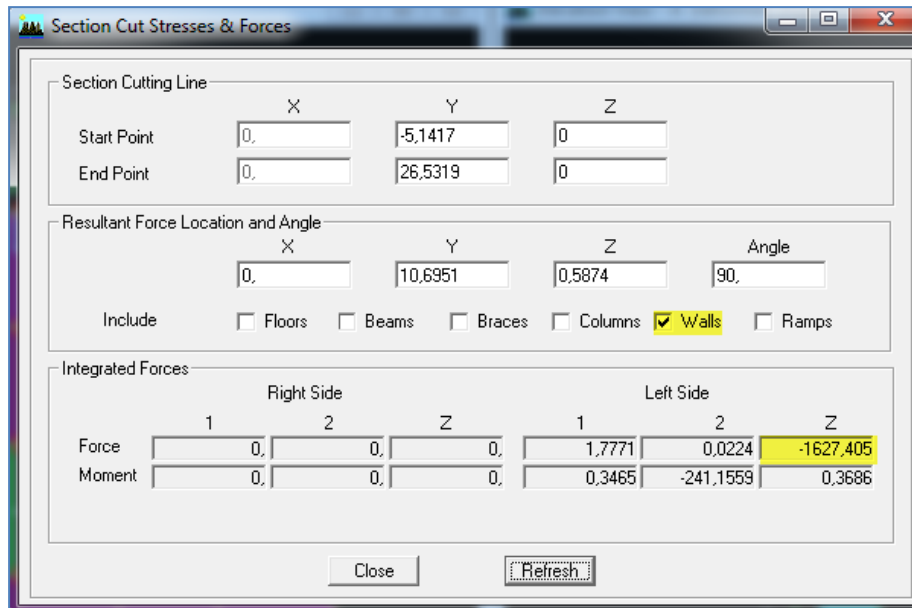


Figure V.11 Les forces verticales reprises par les voiles

On a 4028.48 → 100%

1627.45 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1627.45 \times 100}{4028.48} = 40.39\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=40.39%

Effort repris par les portiques = 59.61%

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles ≤20%

D’après l’article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement par voiles porteurs; dont le coefficient de comportement **R=3.5**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,25	A	0,25
	D	1,33	D	1,33
	Q	1,05	Q	1,05
	W	38112.99	W	38112.99
	R	3.5	R	3.5

➤ **Détermination de l’effort tranchant par l’ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**

→ **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

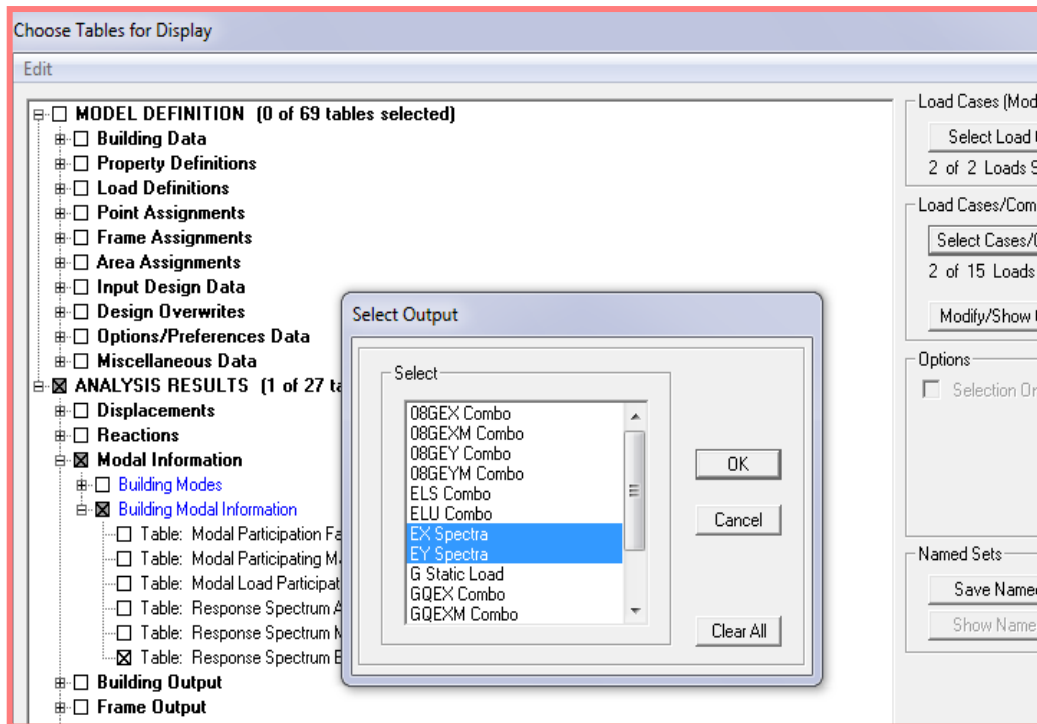


Figure V.12 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET3	EY	Bottom	0,00	80,63	2618,17	33591,724	31685,218	971,77
ET2	EX	Top	0,00	2495,59	89,56	29329,218	1001,155	27735,5
ET2	EX	Bottom	0,00	2495,59	89,56	29329,763	1265,786	35017,3
ET2	EY	Top	0,00	88,27	2847,16	36705,075	31685,218	971,77
ET2	EY	Bottom	0,00	88,27	2847,16	36705,835	40031,236	1230,7
ET1	EX	Top	0,00	2666,10	95,33	31535,032	1265,786	35017,3
ET1	EX	Bottom	0,00	2666,10	95,33	31535,402	1546,475	42765,4
ET1	EY	Top	0,00	94,58	3031,41	39310,831	40031,236	1230,7
ET1	EY	Bottom	0,00	94,58	3031,41	39311,351	48881,033	1506,9
RDC	EX	Top	0,00	2815,39	99,56	33516,607	1546,475	42765,4
RDC	EX	Bottom	0,00	2815,39	99,56	33516,829	1970,375	54543,5
RDC	EY	Top	0,00	99,43	3193,86	41667,738	48881,033	1506,9
RDC	EY	Bottom	0,00	99,43	3193,86	41668,064	62295,107	1927,0
S-S	EX	Top	0,00	2847,97	100,33	33951,178	1970,375	54543,5
S-S	EX	Bottom	0,00	2847,97	100,33	33951,199	2213,473	61338,6
S-S	EY	Top	0,00	100,33	3232,88	42225,241	62295,107	1927,0
S-S	EY	Bottom	0,00	100,33	3232,88	42225,275	70035,710	2168,7

Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 2847.97 \text{ KN}$

$$V_y = 3232.88 \text{ KN}$$

- ◆ Comparaison des résultats des forces sismiques et vérification de la condition de l'effort tranchant à la base :

Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

DONNEES

A = 0,250

ξ = 10

η = 0,764

T1 (s) = 0,150

T2 (s) = 0,50

Q = 1,050

R = 3,500

W (kN) = 38 112,990

Ht (m) = 31,400

Ct = 0,050

Vx_logiciel (kN) = 2 847,970

Vy_logiciel (kN) = 3 232,880

T_logiciel (s) = 1,010

CALCULER

RESULTATS

Te (s) = 0,663

D = 1,195

V(MSE) (kN) = 3 415,585

Sens X 0.8 * V(MSE) = 2 732,468 Sens Y

Condition Vérifiée **Condition Vérifiée**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad T = C_T h_N^{3/4}$$

$V_{sismic} \geq 0.8 \times V_{MSE} \quad \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0,3$.

Avec N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 50×50 :

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Poteau Rectangulaire	résultats
a (cm) = 50,00	v = 0,274
b (cm) = 50,00	Condition Vérifiée
Bc (cm²) = 2 500,00	Calculer
fc28 (MPa) = 25	
Nd (kN) = 1 710,790	Nd : Effort normal
$v = \frac{N_d}{a \times b \times f_{c28}} < 0.3$	Bc = a*b

- Pour les poteaux 45×45 :

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Poteau Rectangulaire	résultats
a (cm) = 45,00	v = 0,217
b (cm) = 45,00	Condition Vérifiée
Bc (cm²) = 2 025,00	Calculer
fc28 (MPa) = 25	
Nd (kN) = 1 100,360	Nd : Effort normal
$v = \frac{N_d}{a \times b \times f_{c28}} < 0.3$	Bc = a*b

- Pour les poteaux 40×40 :

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Poteau Rectangulaire	résultats
a (cm) = 40,00	v = 0,202
b (cm) = 40,00	Condition Vérifiée
Bc (cm²) = 1 600,00	Calculer
fc28 (MPa) = 25	
Nd (kN) = 809,580	Nd : Effort normal
$v = \frac{N_d}{a \times b \times f_{c28}} < 0.3$	Bc = a*b

- Pour les poteaux 35×35 :

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Poteau Rectangulaire résultats

a (cm) = 35,00 **v** = 0,174

b (cm) = 35,00 Condition Vérifiée

Bc (cm²) = 1 225,00 Calculer

fc28 (MPa) = 25

Nd (kN) = 532,070 Nd : Effort normal

$$v = \frac{N_d}{a \times b \times f_{c28}} < 0,3$$

Bc = a*b v =

- Pour les poteaux 30×30 :

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Vérification de l'Effort Normal Réduit

Poteau Rectangulaire résultats

a (cm) = 30,00 **v** = 0,117

b (cm) = 30,00 Condition Vérifiée

Bc (cm²) = 900,00 Calculer

fc28 (MPa) = 25

Nd (kN) = 263,290 Nd : Effort normal

$$v = \frac{N_d}{a \times b \times f_{c28}} < 0,3$$

Bc = a*b v =

V.1.5 Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} : \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e hauteur de l'étage courant

➤ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → *Show Tables* → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

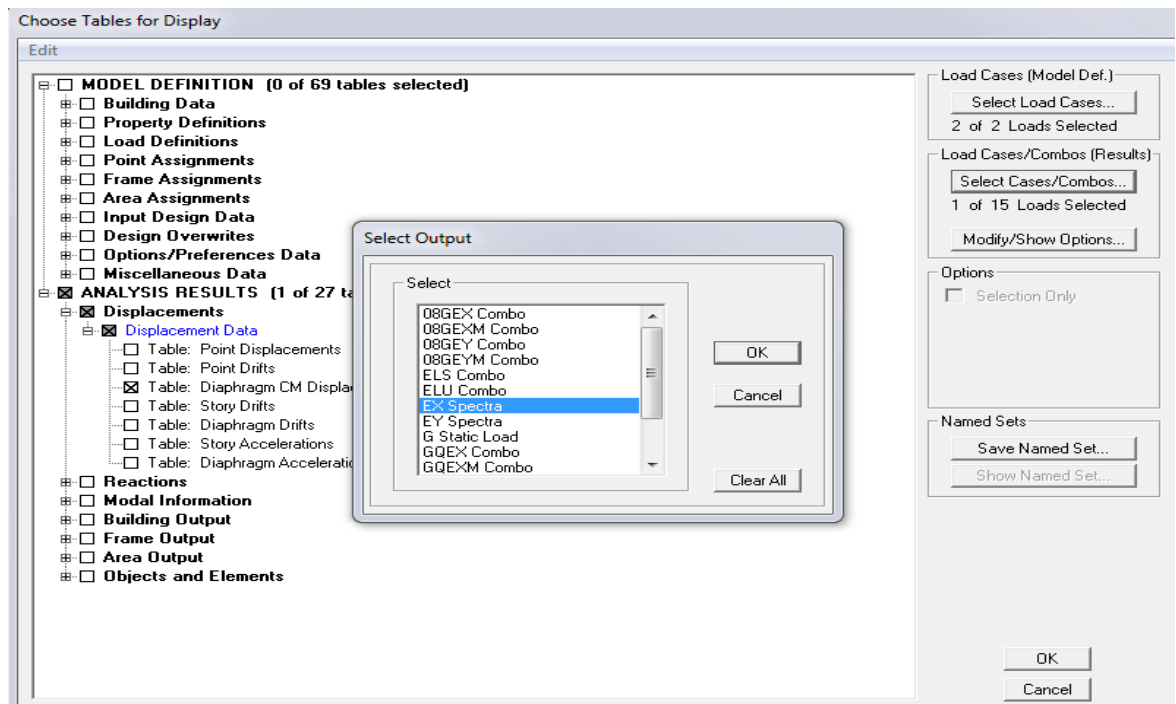


Figure V.13 Affichage des valeurs des déplacements

Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	D10	EX	0,0372	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00034
	ET7	D9	EX	0,0336	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
	ET6	D8	EX	0,0298	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
	ET5	D7	EX	0,0258	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ET4	D5	EX	0,0215	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
	ET3	D4	EX	0,0170	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
	ET2	D3	EX	0,0126	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
	ET1	D2	EX	0,0083	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	RDC	D2	EX	0,0046	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	S-S	D1	EX	0,0008	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Tableau V.4 Les déplacements dans le sens x-x

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : *Select cases/combos* → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE	D10	EY	0,0011	0,0282	0,0000	0,00000	0,00000	0,00052
ET7	D9	EY	0,0010	0,0252	0,0000	0,00000	0,00000	0,00047
ET6	D8	EY	0,0009	0,0222	0,0000	0,00000	0,00000	0,00042
ET5	D7	EY	0,0008	0,0189	0,0000	0,00000	0,00000	0,00037
ET4	D5	EY	0,0006	0,0156	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
ET3	D4	EY	0,0005	0,0123	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
ET2	D3	EY	0,0004	0,0090	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ET1	D2	EY	0,0003	0,0059	0,0000	0,00000	0,00000	0,00012
RDC	D2	EY	0,0001	0,0033	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
S-S	D1	EY	0,0000	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Tableau V.5 Les déplacements dans le sens y-y

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
E8	D10	EX	0,0372	3,5	0,130	0,0036	0,0306	CV
E7	D9	EX	0,0336	3,5	0,118	0,0038	0,0306	CV
E6	D8	EX	0,0298	3,5	0,104	0,0040	0,0306	CV
E5	D7	EX	0,0258	3,5	0,090	0,0043	0,0306	CV
E4	D6	EX	0,0215	3,5	0,075	0,0045	0,0306	CV
E3	D5	EX	0,017	3,5	0,060	0,0044	0,0306	CV
E2	D4	EX	0,0126	3,5	0,044	0,0043	0,0306	CV
E1	D3	EX	0,0083	3,5	0,029	0,0037	0,0306	CV
RDC	D2	EX	0,0046	3,5	0,016	0,0038	0,0442	CV
SS	D1	EX	0,0008	3,5	0,003	0,0008	0,025	CV

Tableau V.6 Résultats de calcul avec la combinaisons E_x

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta y=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
E8	D10	EY	0,0282	3,5	0,099	0,003	0,0306	CV
E7	D9	EY	0,0252	3,5	0,088	0,003	0,0306	CV
E6	D8	EY	0,0222	3,5	0,078	0,0033	0,0306	CV
E5	D7	EY	0,0189	3,5	0,066	0,0033	0,0306	CV
E4	D6	EY	0,0156	3,5	0,055	0,0033	0,0306	CV
E3	D5	EY	0,0123	3,5	0,043	0,0033	0,0306	CV
E2	D4	EY	0,009	3,5	0,032	0,0031	0,0306	CV
E1	D3	EY	0,0059	3,5	0,021	0,0026	0,0306	CV
RDC	D2	EY	0,0033	3,5	0,012	0,0027	0,0442	CV
SS	D1	EY	0,0006	3,5	0,002	0,0006	0,025	CV

Tableau V.7 Resultats de calcul avec la combinaison E_y

➤ Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \text{ (Art B.6.5,3/BAEL91) avec}$$

f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex

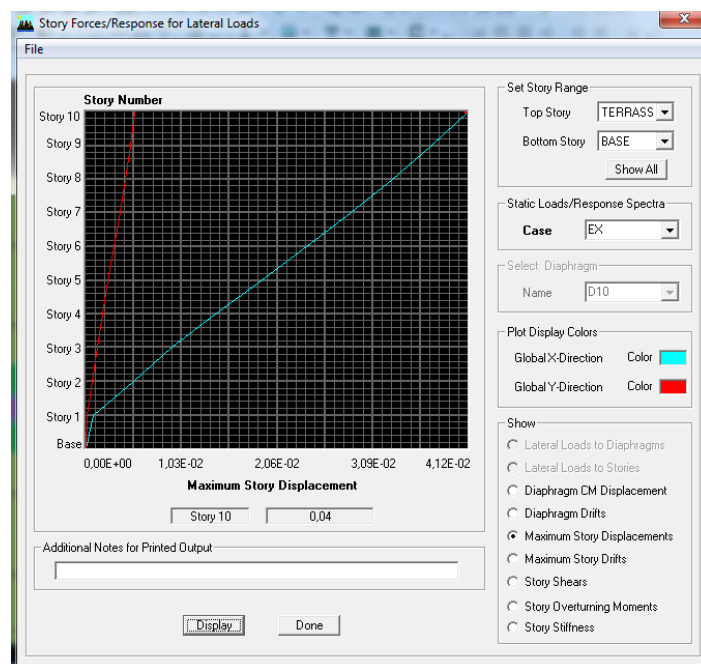


Figure V.14 Déplacement max suivant E_x

$$\delta_{Max} = 0.03 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{30.60}{500} = 0.0612 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant E_y

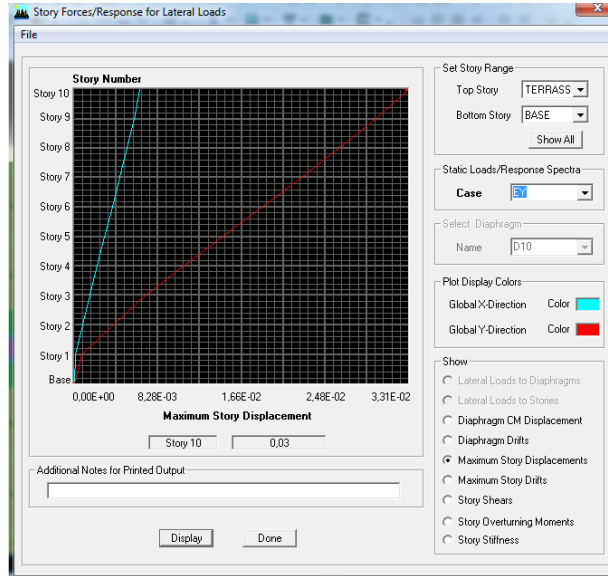


Figure V.15 déplacement max suivant E_y

$$\delta_{Max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30.60}{500} = 0.0612 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.6 Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_{ix} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{iy} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
E8	3822,36	0,0036	631,77	1933,22	0,0071	0,003	703,61	2153,05	0,0053
E7	7365,55	0,0038	1093,62	3346,48	0,0084	0,003	1237,91	3788,00	0,0058
E6	11013,16	0,0040	1462	4473,72	0,0098	0,0033	1665,41	5096,15	0,0071
E5	14660,78	0,0043	1777,54	5439,27	0,0116	0,0033	2033,47	6222,42	0,0078
E4	18428,88	0,0045	2045,62	6259,60	0,0132	0,0033	2345,91	7178,48	0,0085
E3	22196,98	0,0044	2287,01	6998,25	0,0140	0,0033	2618,17	8011,60	0,0091
E2	26101,63	0,0043	2495,59	7636,51	0,0147	0,0031	2847,16	8712,31	0,0093
E1	30006,28	0,0037	2666,1	8158,27	0,0136	0,0026	3031,41	9276,11	0,0084
RDC	34763,59	0,0038	2815,39	12444,02	0,0106	0,0027	3193,86	14116,86	0,0066
SS	38112,99	0,0008	2847,97	7119,93	0,0043	0,0006	3232,88	8082,20	0,0028

Tableau V.8 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → **show tables** → **ANALYSIS RESULTS** → **Building Output**

→ **Table: Story Shears** → on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur : 2 fois **OK**

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET7	EX	Bottom	0,00	1093,62	38,49	12472,195	183,470	5280,9
	ET6	EX	Top	0,00	1462,00	52,27	16784,368	183,470	5280,9
	ET6	EX	Bottom	0,00	1462,00	52,27	16785,019	342,827	9675,2
	ET5	EX	Top	0,00	1777,54	63,78	20519,934	342,827	9675,2
	ET5	EX	Bottom	0,00	1777,54	63,78	20520,663	535,712	14969,3
	ET4	EX	Top	0,00	2045,62	73,65	23761,535	535,712	14969,3
	ET4	EX	Bottom	0,00	2045,62	73,65	23762,262	756,549	21024,4
	ET3	EX	Top	0,00	2287,01	82,25	26734,719	756,549	21024,4
	ET3	EX	Bottom	0,00	2287,01	82,25	26735,384	1001,155	27735,5
	ET2	EX	Top	0,00	2495,59	89,56	29329,218	1001,155	27735,5
	ET2	EX	Bottom	0,00	2495,59	89,56	29329,763	1265,786	35017,3
	ET1	EX	Top	0,00	2666,10	95,33	31535,032	1265,786	35017,3
	ET1	EX	Bottom	0,00	2666,10	95,33	31535,402	1546,475	42765,4
	RDC	EX	Top	0,00	2815,39	99,56	33516,607	1546,475	42765,4
	RDC	EX	Bottom	0,00	2815,39	99,56	33516,829	1970,375	54543,5
	S-S	EX	Top	0,00	2847,97	100,33	33951,178	1970,375	54543,5
	S-S	EX	Bottom	0,00	2847,97	100,33	33951,199	2213,473	61338,6

Tableau V.9 Valeurs de l'effort tranchant V_x

Pour V_y

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET7	EY	Bottom	0,00	37,45	1237,91	15598,626	5939,052	178,38
	ET6	EY	Top	0,00	50,79	1665,41	21079,868	5939,052	178,38
	ET6	EY	Bottom	0,00	50,79	1665,41	21080,778	10953,205	332,63
	ET5	EY	Top	0,00	62,09	2033,47	25841,951	10953,205	332,63
	ET5	EY	Bottom	0,00	62,09	2033,47	25842,979	17017,072	519,32
	ET4	EY	Top	0,00	71,91	2345,91	29947,154	17017,072	519,32
	ET4	EY	Bottom	0,00	71,91	2345,91	29948,181	23972,994	733,58
	ET3	EY	Top	0,00	80,63	2618,17	33590,784	23972,994	733,58
	ET3	EY	Bottom	0,00	80,63	2618,17	33591,724	31685,218	971,77
	ET2	EY	Top	0,00	88,27	2847,16	36705,075	31685,218	971,77
	ET2	EY	Bottom	0,00	88,27	2847,16	36705,835	40031,236	1230,7
	ET1	EY	Top	0,00	94,58	3031,41	39310,831	40031,236	1230,7
	ET1	EY	Bottom	0,00	94,58	3031,41	39311,351	48881,033	1506,9
	RDC	EY	Top	0,00	99,43	3193,86	41667,738	48881,033	1506,9
	RDC	EY	Bottom	0,00	99,43	3193,86	41668,064	62295,107	1927,0
	S-S	EY	Top	0,00	100,33	3232,88	42225,241	62295,107	1927,0
	S-S	EY	Bottom	0,00	100,33	3232,88	42225,275	70035,710	2168,7

Tableau V.10 Valeurs de l'effort tranchant V_y

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET7	POIDS	Bottom	7365,55	0,00	0,00	-0,008	76453,523	-81666,
	ET6	POIDS	Top	9979,26	0,00	0,00	-0,008	103551,676	-111010,
	ET6	POIDS	Bottom	11013,16	0,00	0,00	-0,018	114323,139	-122085,
	ET5	POIDS	Top	13626,88	0,00	0,00	-0,018	141421,292	-151429,
	ET5	POIDS	Bottom	14660,78	0,00	0,00	-0,031	152192,666	-162504,
	ET4	POIDS	Top	17274,49	0,00	0,00	-0,031	179290,819	-191848,
	ET4	POIDS	Bottom	18428,88	0,00	0,00	-0,045	191317,214	-204221,
	ET3	POIDS	Top	21042,59	0,00	0,00	-0,045	218415,367	-233565,
	ET3	POIDS	Bottom	22196,98	0,00	0,00	-0,059	230441,746	-245939,
	ET2	POIDS	Top	24810,69	0,00	0,00	-0,059	257539,900	-275283,
	ET2	POIDS	Bottom	26101,63	0,00	0,00	-0,069	270988,732	-289127,
	ET1	POIDS	Top	28715,34	0,00	0,00	-0,069	298086,885	-318471,
	ET1	POIDS	Bottom	30006,28	0,00	0,00	-0,077	311535,827	-332315,
	RDC	POIDS	Top	32678,46	0,00	0,00	-0,077	339230,910	-362638,
	RDC	POIDS	Bottom	34763,59	0,00	0,00	-0,082	360953,751	-385009,
	S-S	POIDS	Top	36933,61	0,00	0,00	-0,082	383438,828	-408386,
	S-S	POIDS	Bottom	38112,99	0,00	0,00	-0,083	395725,631	-421038,

Tableau V.11 le poids P

V.1.7 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical

D'après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output.**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → **Center Mass Rigidity** → **OK** → **OK**

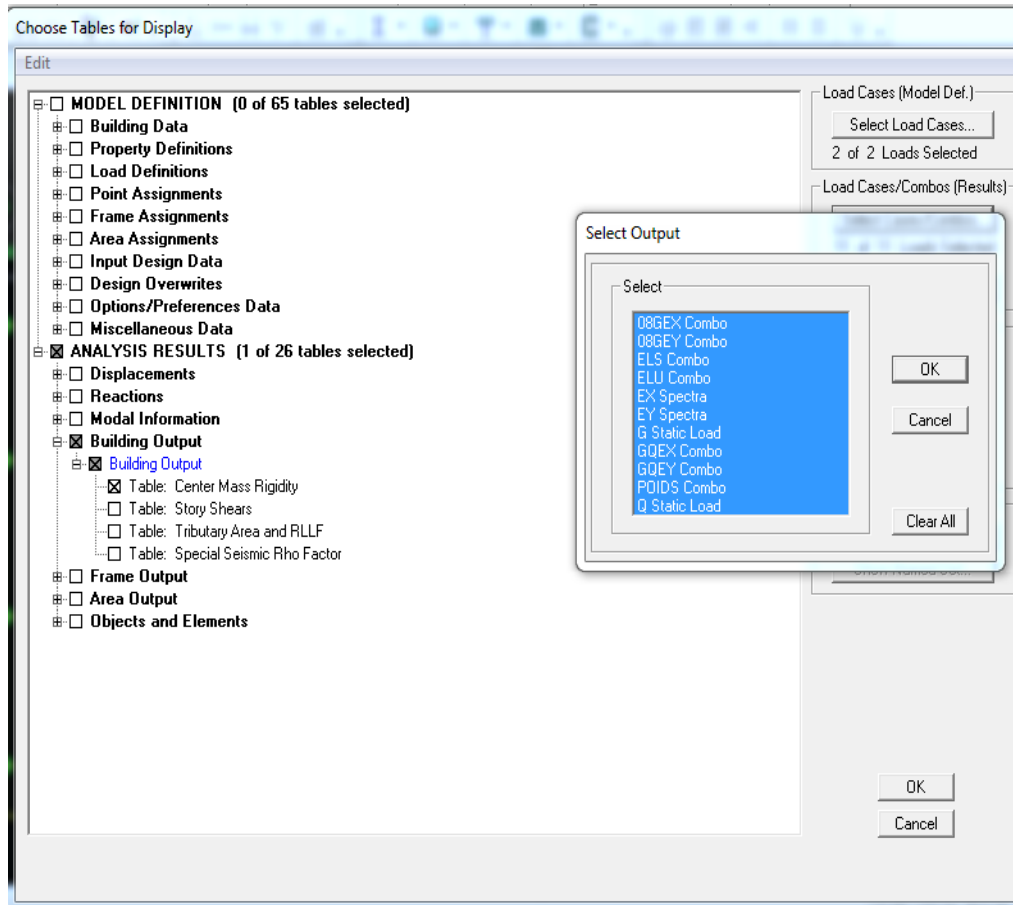


Figure V.16 Les étapes pour déterminer C_M et C_R

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	S-S	D1	377,5524	377,5524	10,753	10,385	377,5524	377,5524	10,753
	ET1	D2	388,1489	388,1489	11,059	10,383	388,1489	388,1489	11,059
	RDC	D2	433,1077	433,1077	11,109	10,384	821,2566	821,2566	11,085
	ET2	D3	381,1867	381,1867	11,065	10,383	381,1867	381,1867	11,065
	ET3	D4	375,3372	375,3372	11,070	10,382	375,3372	375,3372	11,070
	ET4	D5	369,1940	369,1940	11,075	10,382	369,1940	369,1940	11,075
	ET5	D7	364,1637	364,1637	11,080	10,381	364,1637	364,1637	11,080
	ET6	D8	358,8396	358,8396	11,085	10,381	358,8396	358,8396	11,085
	ET7	D9	354,6283	354,6283	11,090	10,380	354,6283	354,6283	11,090
	TERRASSE	D10	335,7055	335,7055	11,139	10,372	335,7055	335,7055	11,139

Tableau V.12 Position centre de masse et de rigidité

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	la lus grande dimension		Condition	
RDC	D1	15,75	5,012	15,75	5,209	0	-0,197	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 1	D2	15,75	5,016	15,75	5,529	0	-0,513	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 2	D3	15,75	5,021	15,75	5,717	0	-0,696	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 3	D4	15,75	5,021	15,75	5,831	0	-0,81	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 4	D5	15,75	5,021	15,75	5,901	0	-0,88	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 5	D6	15,75	5,021	15,75	5,946	0	-0,925	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 6	D7	15,75	5,021	15,75	5,976	0	-0,955	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 7	D8	15,75	5,021	15,75	5,998	0	-0,977	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 8	D9	15,75	5,021	15,75	6,015	0	-0,994	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 9	D10	15,75	5,129	15,75	6,026	0	-0,897	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical

Conclusion

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens

X-X et dans le sens Y-Y.

VI.1 Ferraillage des poteaux

VI.1.1 Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus

défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
 - effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant (M_{cor}).
 - effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{cor}).
 - moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{cor}).
- Les caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	θ	béton			Aciers		
		γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	γ_s	σ_s (MPa)
durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

Tableau VI.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le **RPA 99 Version 2003** et **BAEL 91 modifié 99** comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon **BAEL91modifiée 99** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (**article 5.2**) selon le **RPA99version 2003** :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

VI.1.2 Recommandation du RPA 99version 2003

▪ Armatures longitudinales

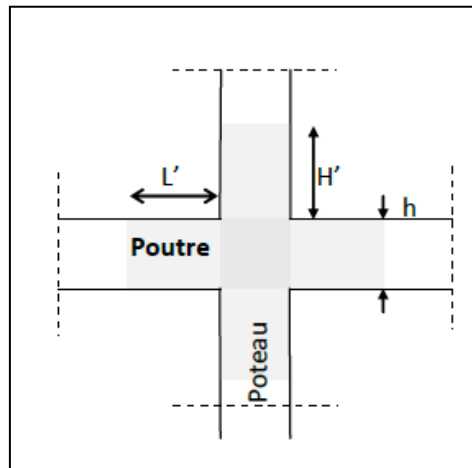
D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1)** :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0.008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max}=0.04 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (50x50)	20.00	150	100
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49
Poteaux (30x30)	7.2	54	36

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone IIa
- La distance entre doit pas dépasser



les barres verticales ne **25cm** en zone IIa.
zone nodale :

Figure VI.1 : zone nodale dans le poteau

- Les poteaux :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right\}$$

- les poteaux de sous- sol et de RDC (50x50) :

$$h' = \left\{ \frac{442}{6} ; 50 ; 60 \right\} = 73.67 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (1 et 2) (45x45) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 45, 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (3 et 4) (40x40) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (5 et 6) (35x35) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (7 et 8) (30x30) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

▪ Les poutres :

- les poutres principales (30x40) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- les poutres principales (30x35) :

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

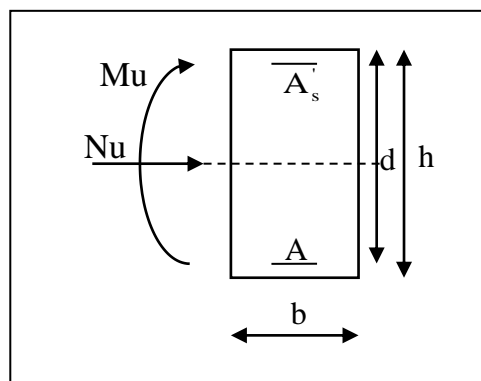


Figure VI.2 : Section de ferrailage

a. Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \end{array} \right.$$

Avec :

M_f : Moment fictif

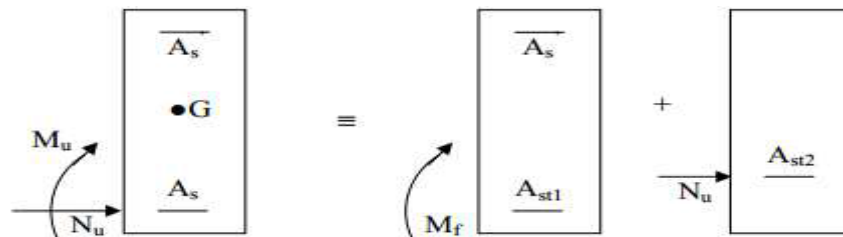


Figure VI.3 : Section partiellement comprimée (S.P.C)

- Calcul des armatures

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

Avec :

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

- Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si : $A_s < 0$ donc :

$$A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule :

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

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée(SDA)

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b. Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b h f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : étages SS et RDC ;

Zone II : étages 1 et 2

Zone III : étages 3 et 4 ;

Zone IV : étages 5 et 6

Zone V : étages 7 et 8

➤ Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel (**Socotec**). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Combinaison	Effort normale N (KN)	Moment M (KN.m)	observation	A_s (cm ²)	A_i (Cm ²)
Zone I (50x50)	GQEY MIN	$N_{max} =$ 1710,79	$M_{corr} =$ -48,913	SEC	0	0
	O8GEY MAX	$N_{min} =$ -1013,83	$M_{corr} =$ 14,419	SEC	13.63	15.52
	GQEX MIN	$N_{corr} =$ 830,9	$M_{max} =$ -70,973	SEC	0	0
Zone I (45x45)	ELU	$N_{max} =$ 1100,36	$M_{corr} =$ 2,185	SEC	0	0
	O8GEY MAX	$N_{min} =$ -570,95	$M_{corr} =$ 28,161	SEC	6.13	10.28
	GQEX MIN	$N_{corr} =$ 627,61	$M_{max} =$ -95,134	SPC	0	0
Zone I (40x40)	ELU	$N_{max} =$ 809,58	$M_{corr} =$ 1,097	SEC	0	0
	O8GEY MAX	$N_{min} =$ -346	$M_{corr} =$ 30,472	SPC	2.4	7.57
	GQEX MIN	$N_{corr} =$ 444,89	$M_{max} =$ -85,804	SPC	1.49	0
Zone I (35x35)	ELU	$N_{max} =$ 532,07	$M_{corr} =$ 0,696	SEC	0	0
	O8GEY MAX	$N_{min} =$ -158,74	$M_{corr} =$ 24,6	SPC	0	4.71
	GQEY MAX	$N_{corr} =$ 192,82	$M_{max} =$ 67,056	SPC	0	4.03
Zone I (35x35)	ELU	$N_{max} =$ 263,29	$M_{corr} =$ 0,627	SEC	0	0
	O8GEX MAX	$N_{min} =$ -46,9	$M_{corr} =$ 2,901	SPC	0.33	1.02
	GQEY MAX	$N_{corr} =$ 70,09	$M_{max} =$ 47,456	SPC	0	3.5

Tableau VI.3: Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s correspondante recommandée par le règlement (RPA.99/modifiée2003) en zone IIa.

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
sous-sol + RDC	(50x50)	13.63	15.52	20.00	24.12	12HA16
Etages 1 et 2	(45x45)	6.13	10.28	16.2	20.36	4HA16 + 8HA14
Etages 3 et 4	(40x40)	2.4	7.57	12.8	18.48	12 HA14
Etages 5 et 6	(35x35)	0	4.71	9.8	10.68	4HA14 + 4HA12
Etages 7 et 8	(30x30)	0	3.5	7.2	9.04	8HA12

Tableau VI.4 : Les sections d'armatures longitudinales des poteaux

VI.1.4 Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

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
- **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**
- **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit: $\phi_t > 8\text{mm}$

Avec :

ϕ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

- **Espacement des armatures transversales « S_t » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

$$S_t \leq \min (10\phi_1 ; 15cm) \quad \text{longitudinale}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.2 ; 15cm) = \min (12 ; 15 cm) \rightarrow S_t = 10 cm$$

Dans la zone courante

$$S_t \leq 15 \phi_1$$

$$S_t \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 cm \rightarrow S_t = 15 cm$$

Avec :

$\phi_1 = 12mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion

On adopte :

$$S_t = 10 cm \text{ en zone nodale}$$

$$S_t = 15 cm \text{ en zone courante}$$

- **Coefficient correcteur (ρ):** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

SECTION DES POTEAUX (cm ²)	L ₀ (m)	L _f = 0.7L ₀ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$
(50x50)	2.50	1.75	3.5
(50x50)	4.42	3.094	6.188
(45x45)	3.06	2.142	4.75
(40x40)	3.06	2.142	5.355
(35x35)	3.06	2.142	6.12
(30x30)	3.06	2.142	7.14

Tableau VI.5 : Les valeurs de l'élancement géométrique λ_g

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
Etages sous-sol et RDC	Zone I (50×50)	26.07	8.98
Etages 1 et 2	Zone II (45×45)	62.12	9.51
Etages 3 et 4	Zone III (40×40)	57.33	8.86
Etages 5 et 6	Zone III (35×35)	44.81	8.17
Etages 7 et 8	Zone III (30×30)	32.4	9.52

Tableau VI.6 : L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS

- Poteau (30×30):

$$\lambda_g = 7.14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max

$$\mathbf{Vu = 32.4 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 32.4}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 67.5 \text{ mm}^2$$

- En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 32.4}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 101.15 \text{ mm}^2$$

- Poteau (35×35):

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max

$$\mathbf{Vu = 44.81 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 44.81}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 80.01 \text{ mm}^2$$

- En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 44.81}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 120.03 \text{ mm}^2$$

- Poteau (40×40)

$$\lambda_g = 5.355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$\mathbf{Vu = 57.33 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 57.33}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 89.57 \text{ mm}^2$$

- En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 57.33}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 134.36 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (45×45)**

$$\lambda_g = 4.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$Vu = 62.12 \text{ KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 62.12}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 129.42 \text{ mm}^2$$

- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 62.12}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 54.89 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (50×50) du sous-sol**

$$\lambda_g = 3.5 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$Vu = 26.07 \text{ KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 26.07}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 48.88 \text{ mm}^2$$

- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 26.07}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 73.32 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (50×50) du RDC**

$$\lambda_g = 6.188 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$Vu = 26.07 \text{ KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 26.07}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 32.59 \text{ mm}^2$$

- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 26.07}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 48.88 \text{ mm}^2$$

VI.1.5 Vérifications à l'ELU

- A) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

- si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est **0.3%**
- si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est **0.8%**
- si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b.S_t}(\%)$	Zones	$A_{min}=0.3\% \times b \times S_t(\text{cm}^2)$	$A_{calculé}(\text{cm}^2)$	$A_{choi}(\text{cm}^2)$	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(50x50) du SS	3.5	0.33%	nodale	1.65	0.84	4Ø8 =2.01	CV
			courante	2.48	1.25	4Ø10=3.14	CV
(50x50) Du RDC	6.188	0.3%	nodale	1.5	1.25	4Ø8 =2.01	CV
			courante	2.25	1.88	4Ø10 =3.14	CV
(45x45)	4.75	0.36%	nodale	1.35	1.20	4Ø8 =2.01	CV
			courante	2.025	1.58	4Ø10 =3.14	CV
(40x40)	5.355	0.3%	nodale	1.2	0.74	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1.8	1.11	4Ø8=2.01	CV
(35x35)	6.12	0.3%	nodale	1.05	0.70	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1.575	1.05	4Ø8 =2.01	CV
(30x30)	7.14	0.3%	nodale	0.90	0.70	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1.35	1.05	4Ø8 =2.01	CV

Tableau VI.7: Sections des armatures transversales

Remarque

D'après le tableau ci-dessus, $A_{min} < A_{choi}$ pour les sections

- Tous les poteaux seront encadrés avec un cadre de **T8**, de sections transversales (**4Ø8 = 2.01cm²**) dans la zone courante et la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur

Droite minimum **10 Ø_t min = 8 cm.**

B) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi_1$

- Pour les **HA12** : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$
- Pour les **HA14** : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

- Pour les HA16 : $L = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

C) Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)

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

Avec :

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

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

- Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

- Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

VI.1.6 Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2)

On doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

poteaux	V_u	B	h	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
(50x50) Du sous-sol	26.07	50	50	3.5	0.04	0,104	1	CV
(50x50) Du RDC	26.07	50	50	6.188	0.075	0,104	1.875	CV
(45x45)	62.12	45	45	4.75	0.04	0,307	1	CV
(40x40)	57.33	40	40	5.355	0.075	0,358	1.875	CV
(35x35)	44.81	35	35	6.12	0.075	0,366	1.875	CV
(30x30)	32.4	30	30	7.14	0.075	0,360	1.875	CV

Tableau VI.8 : Vérification au cisaillement

VI.1.7 Vérification à L'ELS

A) Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

B) Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec :

A_{min} : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

C) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Remarque

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Les résultats sont donnés par le logiciel SOCOTEC comme suit :

Section	Effort normal N _s (KN)	Moment M _s (KN.m)	e _s (m)	A _{min}	A _{adopté} (cm ²)	observation
Zone I (50x50)	N _{max} =1022.46	M _{corr} = 1.18	0.0012	8,84	24.12	CV
	N _{min} =267.43	M _{corr} = 0.575	0.0022	8,84		
	N _{corr} = 629.71	M _{max} = 12.247	0.0194	8,85		
Zone I (45x45)	N _{max} = 794.37	M _{corr} = 1.535	0.0019	7,16	20.36	CV
	N _{min} = 173.8	M _{corr} = 0.287	0.0017	7,16		
	N _{corr} = 539.78	M _{max} = -14.92	0.0032	7,16		
Zone II (40x40)	N _{max} = 584.38	M _{corr} = 0.762	0.0013	5,66	18.48	CV
	N _{min} = 100.54	M _{corr} = 0.204	0.0020	5,66		
	N _{corr} = 193.96	M _{max} = 13.056	0.0673	5,69		
Zone III (35x35)	N _{max} = 384.11	M _{corr} = 0.480	0.0012	4,33	10.68	CV
	N _{min} = 45.45	M _{corr} = 0.71	0.0038	4,33		
	N _{corr} = 98.30	M _{max} = 12.058	0.1225	4,38		
Zone III (30x30)	N _{max} = 190.26	M _{corr} = 0.435	0.0023	3,18	9.04	CV
	N _{min} = 9.22	M _{corr} = -0.178	0.0015	3,18		
	N _{corr} = 35.78	M _{max} = 13.043	0.3645	3,31		

Tableau VI.9 : vérification de la condition de non fragilité.

▪ Poteaux (50 x 50) :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	3,62 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	54,2 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	53 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,53 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,96 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	14,3 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	13,7 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,91 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	2,64 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	38,8 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	27,2 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,76 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Figure VI.4 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (50 x 50)

▪ Poteaux (45 x 45) :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	3,48 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	52,1 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	50,2 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,33 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,76 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	11,4 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	11 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,73 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	1,58 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	25,2 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	44,3 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,05 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Figure VI.5 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (45 x 45)

- Poteaux (40 x 40) :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	3,38 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	50,5 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	49,1 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,26 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,59 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	8,77 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	8,37 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,56 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	2,11 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	29,4 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	3,71 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,1 MPa	<	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Figure VI.6 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (40 x 40)

- Poteau (35 x 35) :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	2,82 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	42,2 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	41 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	2,72 MPa	<	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,35 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	5,16 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	4,69 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,31 MPa	<	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	2,22 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	29 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	-13 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,23$ m

Figure VI.7 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (35 x 35)

- Poteau (30 x 30) :

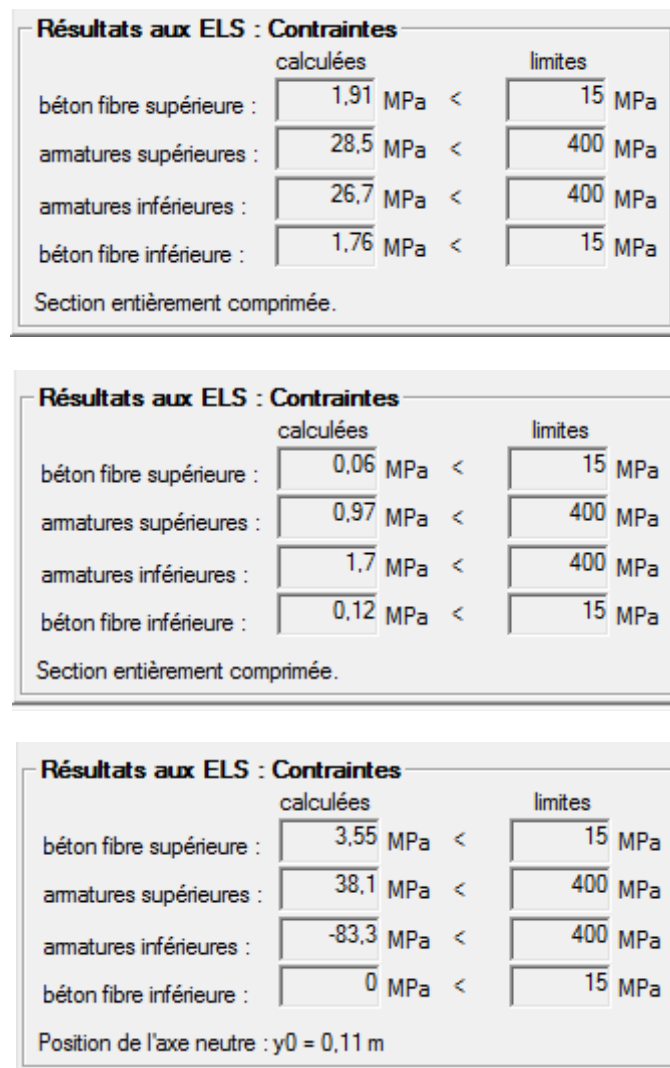


Figure VI.7 : Les résultats donnés par le logiciel SOCOTEC pour les Poteaux (30 x 30)

VI.1.8 Conclusion

Après que tous les calculs et les vérifications soient faits, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
Étages RDC et SS	(50x50)	24.12	12HA16
Étages 1 et 2	(45x45)	20.36	4HA16 + 8HA14
Étages 3 et 4	(40x40)	18.48	12HA14
Étages 5 et 6	(35x35)	10.68	4HA14 + 4HA12
Étages 7 et 8	(30x30)	9.04	8HA12

Tableau VI.10 : Résultats de ferrailage des poteaux

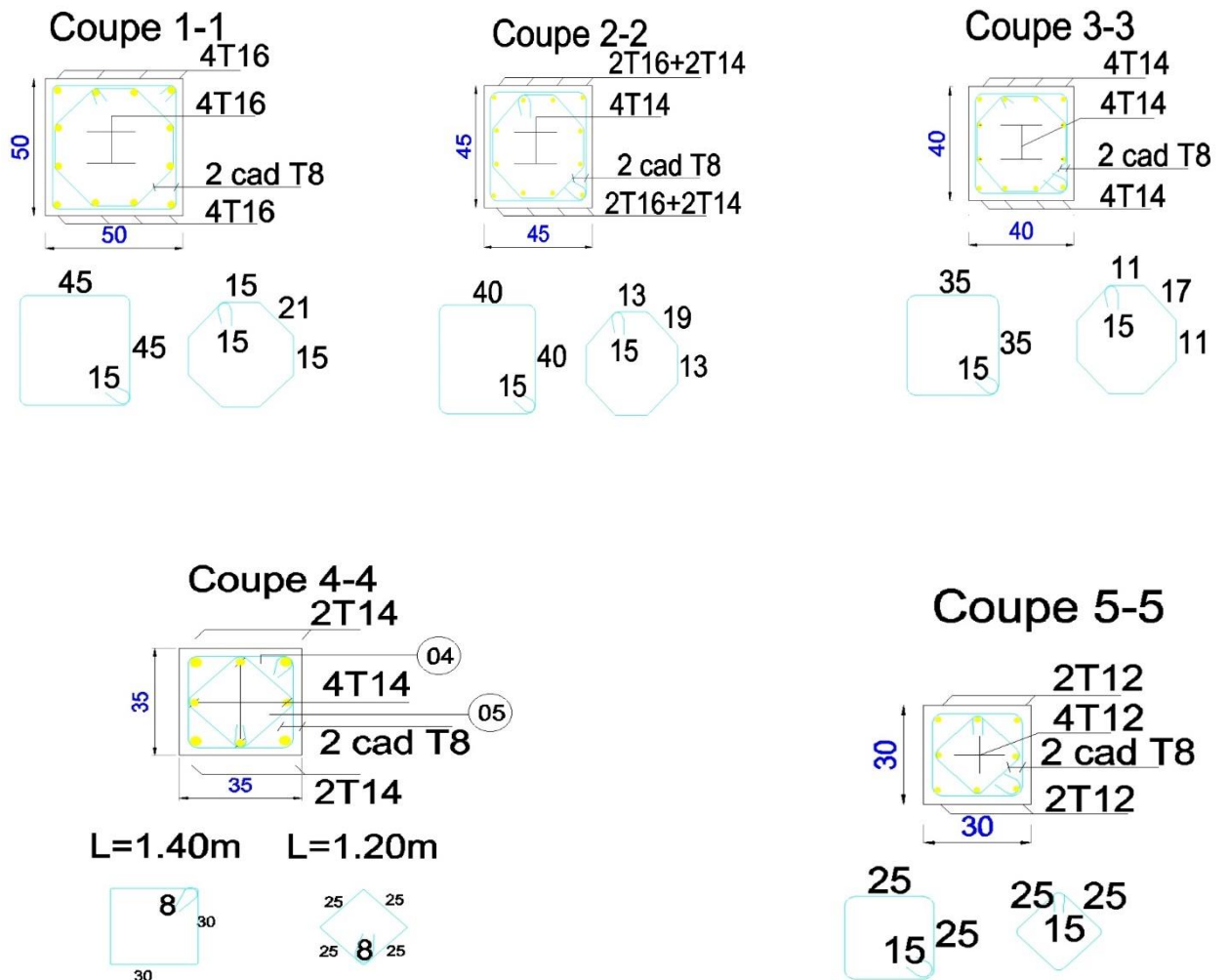


Figure VI.8 : Schémas de ferrailage de poteaux

VI.2 Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL91
- $G + Q \pm E$; RPA99/ Version 2003
- $0,8G \pm E$; RPA99/Version 2003

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- ❖ Poutres principales :(30 × 40)
- ❖ Poutres secondaires : (30 × 35)

Donc :

$$\text{Poutres principales } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Poutres secondaires } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

Poutres principales :

- ✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- ✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutres secondaires :

- ✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

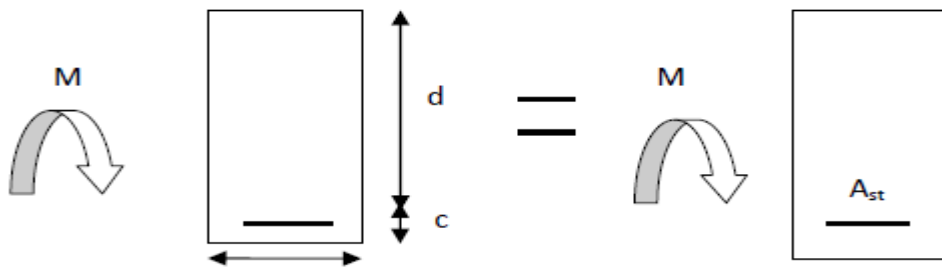
$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1\text{h} \end{array} \right.$$

❖ 1er cas

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



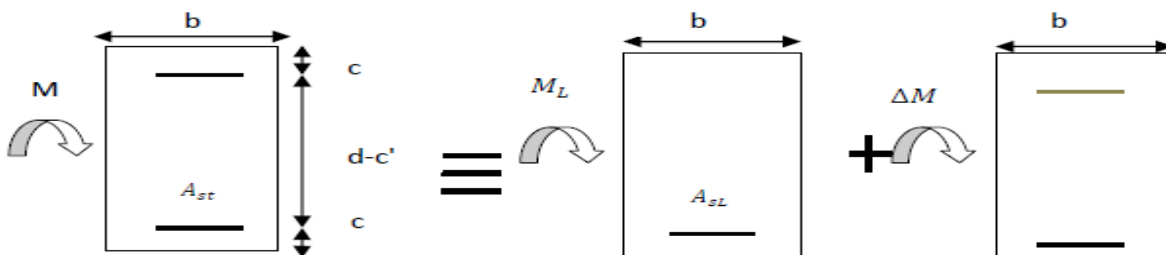
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{ème} cas

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u -$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.2.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Exemple de calcul**1-Poutres principales(30 × 40)**➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{106.98 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,183 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,898$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{106.98 \times 10^3}{0,898 \times 37 \times 348} = 9.26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{60.76 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,104 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.945$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{60.76 \times 10^3}{0,945 \times 37 \times 348} = 5.00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée (cm^2)
Aux appuis	106.98	0,152	SSA	0,898	9.26	3HA16+3HA14	10.65
En travée	60.76	0,104	SSA	0,945	5.00	3HA16+3HA12	9.42

Tableau VI.2.2 Tableau

2-Poutre secondaires(25 × 40)

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{89.09 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,204 < \mu_1 = 0,972$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,204 \longrightarrow \beta = 0,885$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{89.09 \times 10^3}{0,885 \times 32 \times 348} = 9.05 [\text{cm}^2]$$

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{41.304 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,125 < \mu_1 = 0,958$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,125 \longrightarrow \beta = 0,950$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41.304 \times 10^3}{0,950 \times 32 \times 348} = 3,91 [\text{cm}^2]$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée (cm^2)
Aux appuis	89.09	0,204	SSA	0,885	9,05	3HA14+3HA14	9,24
En travée	41.304	0,125	SSA	0,950	3,91	3HA14+3HA14	9.24

Tableau VI.2.3 Tableau

VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**1. Poutres principales PP**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,340[\text{cm}^2]$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,340[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6,00 [\text{cm}^2]$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 > A_{\text{min}} = 1,340[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6,00 [\text{cm}^2]$$

2. Poutres secondaires PS

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,159[\text{cm}^2]$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,159[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 5,25 [\text{cm}^2]$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 > A_{\text{min}} = 1,159[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 5,25 [\text{cm}^2]$$

B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**1. Poutres principales PP**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 74,62$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{74,62 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,67 [\text{MPa}]$$

$$\ast \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max} = 58.40 \text{ [KN]}$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{58.40 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.61 \text{ [MPa]}$$

$$\ast \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Influence de l'effort tranchant

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$$

$$- \text{ Poutre principales : } T_{\max} = 74.62 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 666 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

$$- \text{ Poutre secondaire : } T_{\max} = 58.40 \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_S > (T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e}$$

$$- \text{Poutre principales : } \left(74.62 - \frac{106.98}{0.9 \times 0.37} \right) = -246,64 < 0$$

$$- \text{Poutre secondaires : } \left(58.40 - \frac{89.09}{0.9 \times 0.32} \right) = -250,94 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/BAEL 91 modifiées99)

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$- \text{Poutre principales : } \quad \sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1,6 + 3 \times 3.14 \times 1,2 = 28,26$$

$$\tau_u = \frac{74.62}{0.9 \times 37 \times 68.09} \times 10 = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$- \text{Poutre secondaire : } \quad \sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1,4 + 3 \times 3.14 \times 1,2 = 24,49$$

$$\tau_u = \frac{58.40}{0.9 \times 32 \times 24.49} \times 10 = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$- \text{Pour } \phi 16 : L_s = 56,33 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 60 \text{ cm}$$

$$- \text{Pour } \phi 14 : L_s = 49,29 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$- \text{Pour } \phi 12 : L_s = 42,25 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "L_c" est au moins égale à 0.4 L_s.

- Pour ϕ 16 : L_s= 24 cm
- Pour ϕ 14 : L_s= 20 cm
- Pour ϕ 12 : L_s= 18cm

e. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = (1,14; 3; 1,2) = 1,14\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armature transversale

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t=4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t = (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37; 40 \text{ cm}) = (33,3; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) = (28,8; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$

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

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

$$\text{Zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm}\right)$$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right) = (10; 19,2; 30) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VII.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 [MPa]$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15[MPa]$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de } : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
Aux appuis	44,01	10.65	0,887	0,865	22.61	129.11	5.73	15	cv
En travée	17,16	9.42	0,770	0,873	24.37	56.39	2.31	15	cv

Tableau VI.2.4 Tableau.

Poutre secondaire

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
Aux appuis	29,768	9,24	0,880	0,867	22.59	116.12	5.14	15	cv
En travée	13,312	8,01	0,763	0,874	24.68	59.42	2.41	15	cv

Tableau VI.2.5 Tableau.

VII.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

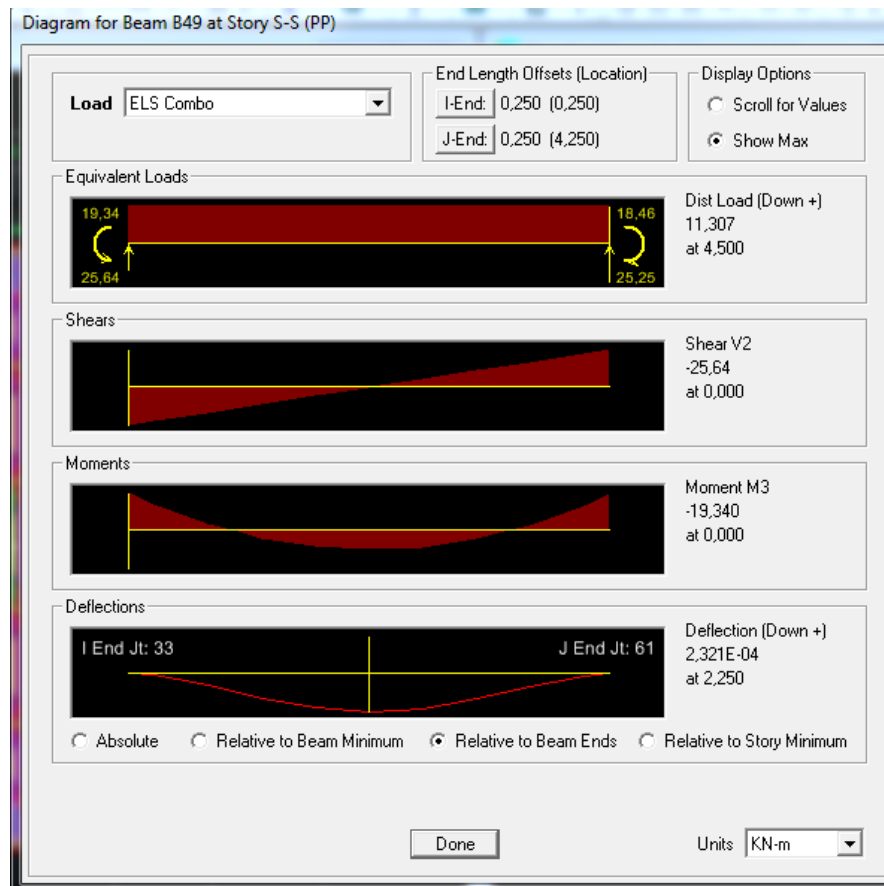
$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- sens des poutres principales :

$$0,032 \text{ cm} < \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- sens des poutres secondaires :

$$0,024 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$



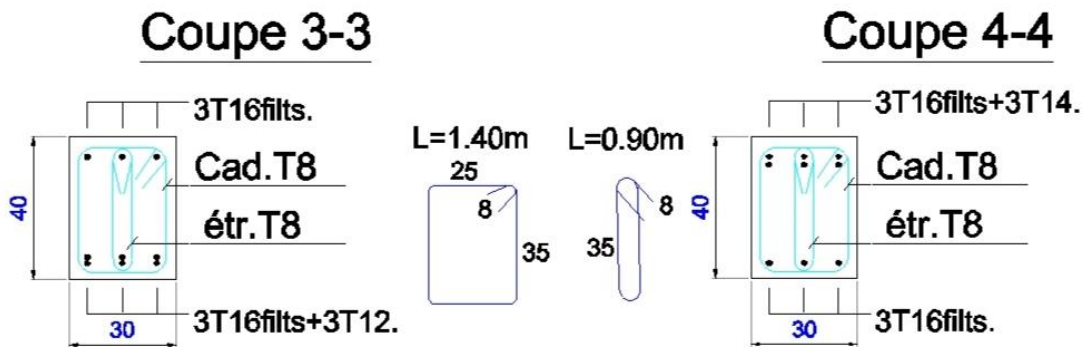
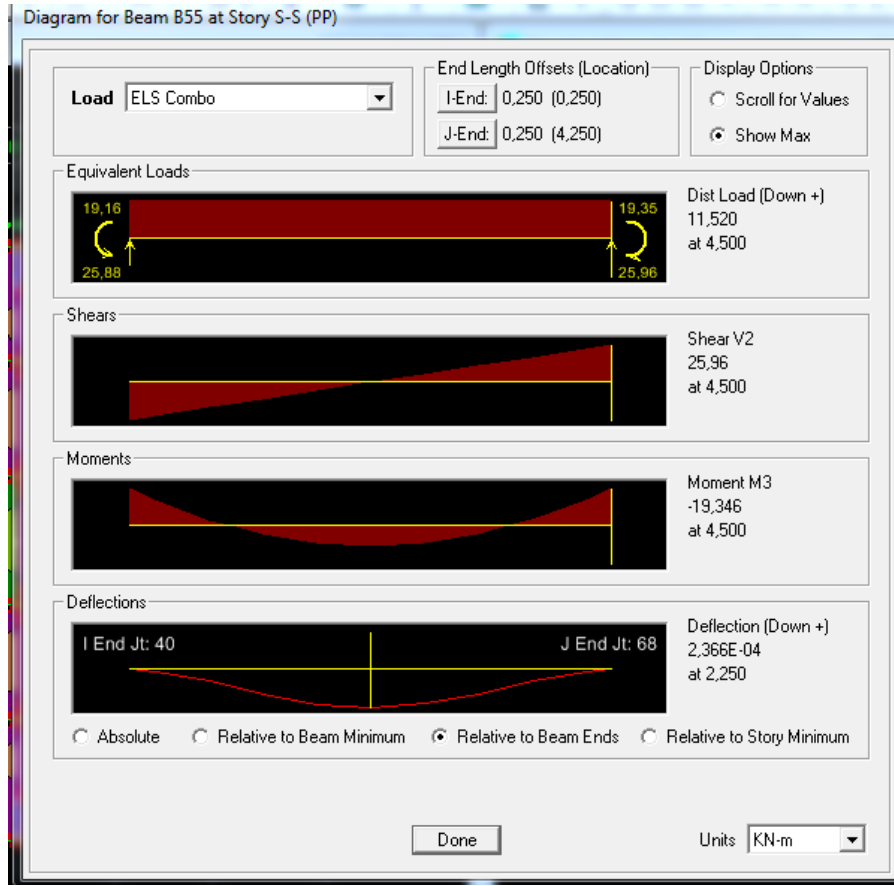


Figure VI. 2 Ferrailage des poutres principales

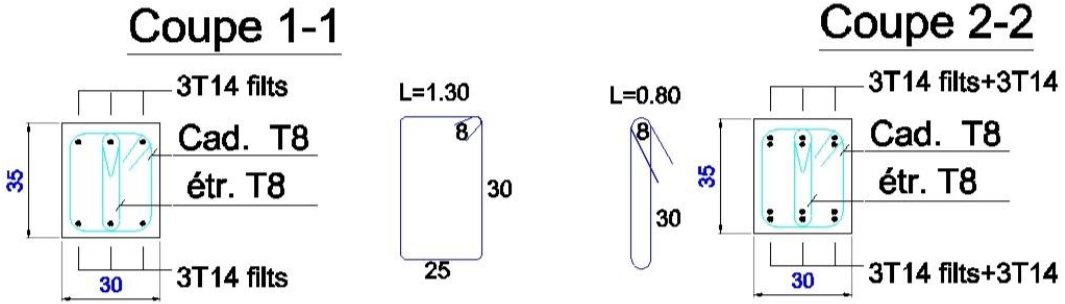


Figure VI. 3 Ferraillage des poutres secondaires

Ferrailage des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

- **Combinaison d'action**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA version 2003) :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$
- Selon le (BAEL 91modifiée 99) :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : sous-sols au RDC.
- **Zone II** : 1^{er} au 2^{eme} étages
- **Zone III** : 3^{er} au 4^{eme} étages
- **Zones VI** : 5^{eme} et 6^{eme} étages
- **Zone V** : 7^{eme} et 8^{eme} étages

- **Ferrailage des voiles**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.2 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N** ; **M**)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile., $B = L \times e$.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$V = V'$: bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :

h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

Avec :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

L_t : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement comprimée (**SEC**).
2. Section partiellement comprimée (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N _i	L'effort normal N _{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.16 : Tableau des efforts normaux

Avec :

e : épaisseur du voile

1) Armatures verticales

- Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2) Armatures minimales

- Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)

A_{min} > 4cm²/ml (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la Direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- Traction simple

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendu.

3) Exigences de R PA 99 révise 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 %**.

4) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le **(BEAL 91 modifiée 99)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le **RPA 2003** :

$$A_H > 0.15\% B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

5) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

6) 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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

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.

7) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

8) Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Avec : } e: \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

9) Longueur de recouvrement

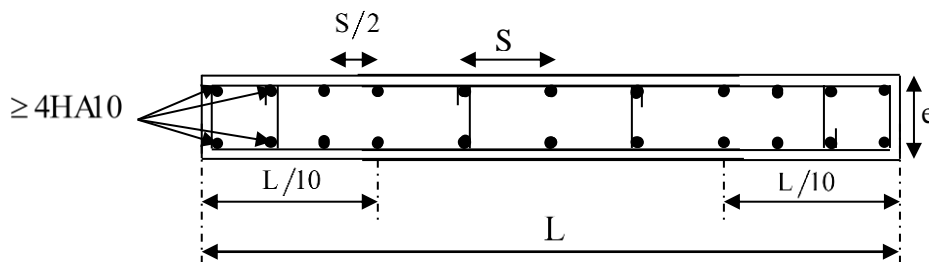
Elles doivent être égales à :

40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

10) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.



Figures VI.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.3 Vérifications

1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

D'où :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

VI.3.4 Ferrailage des voiles longitudinales

➤ Voiles de 1.65m

	Voile VL1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,42	4,42	4,42
	B (m ²)	0,33	0,33	0,33
	I (m ⁴)	0,075	0,075	0,075
	v=v'=L/2 (m)	0,83	0,83	0,83
Sollicitations de calcul	N (KN)	3267,4	1443,7	2877,59
	M (KNm)	333,336	89,557	343,105
	T (KN)	-3,92	-1,92	-3,92
	σmax (KN/m ²)	13574,34	5361,70	12500,74
	σmin (KN/m ²)	6228,09	3387,99	4939,20
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,13	1,01	1,18
	d (m)	0,57	0,51	0,59
	Nt (KN)	1535,33	542,12	1478,46
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	38,38	13,55	36,96
	Amin (cm ²)	2,26	2,02	2,37
	Avj (cm ²)	-0,15	-0,07	-0,15
	A2=Avt+Avj (cm ²)	38,23	13,48	36,81
	A2 /nappe (cm²)	9,56	3,37	9,20
	Amin /nappe (cm ²)	1,13	1,01	1,18
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA16	2,01	2,01	2,01
	Bande 2 8 HA16	16,08	16,08	16,08
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	9,56	3,37	9,20
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,95	4,95	4,95
	AH/nappe/ml (cm²)	1,08	0,56	1,04
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,02	-0,01	-0,02
	ζu=3,26	-0,01	-0,01	-0,01
	σbc=15	3,75	1,32	3,61

	Voile VL1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,33	0,33	0,33
	I (m ⁴)	0,075	0,075	0,075
	v=v'=L/2 (m)	0,83	0,83	0,83
Sollicitations de calcul	N (KN)	2907,61	1185,34	2430,48
	M (KNm)	660,249	266,015	669,308
	T (KN)	-3,04	-0,89	-3,04
	σmax (KN/m ²)	16086,41	6523,23	14740,39
	σmin (KN/m ²)	1535,47	660,64	-10,20
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,51	1,50	1,65
	d (m)	0,75	0,75	0,82
	Nt (KN)	2422,98	977,35	2430,48
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	60,57	24,43	60,76
	Amin (cm ²)	3,01	3,00	3,30
	Avj (cm ²)	-0,12	-0,03	-0,12
	A2=Avt+Avj (cm ²)	60,46	24,40	60,64
	A2 /nappe (cm²)	15,11	6,10	15,16
	Amin /nappe (cm ²)	1,51	1,50	1,65
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA16	2,01	2,01	2,01
	Bande 2 8 HA16	16,08	16,08	16,08
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	15,11	6,10	15,16
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,95	4,95	4,95
	AH/nappe/ml (cm²)	2,47	1,00	2,48
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,01	0,00	-0,01
	ζu=3,26	-0,01	0,00	-0,01
	σbc=15	5,92	2,39	5,93

	Voile VL1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,33	0,33	0,33
	I (m ⁴)	0,075	0,075	0,075
	v=v'=L/2 (m)	0,83	0,83	0,83
Sollicitations de calcul	N (KN)	2525,81	978,56	2048,68
	M (KNm)	662,144	305,582	696,2
	T (KN)	-11,22	-4,77	-11,22
	σmax (KN/m ²)	14950,32	6332,63	13879,75
	σmin (KN/m ²)	357,62	-401,96	-1463,50
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,61	1,55	1,49
	d (m)	0,81	0,78	0,75
	Nt (KN)	2409,17	982,52	2071,71
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	60,23	24,56	51,79
	Amin (cm ²)	3,22	3,10	2,99
	Avj (cm ²)	-0,43	-0,18	-0,43
	A2=Avt+Avj (cm ²)	59,80	24,38	51,36
	A2 /nappe (cm²)	14,95	6,09	12,84
	Amin /nappe (cm ²)	1,61	1,55	1,49
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA16	2,01	2,01	2,01
	Bande 2 8 HA16	16,08	16,08	16,08
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	14,95	6,09	12,84
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,95	4,95	4,95
	AH/nappe/ml (cm²)	2,44	1,00	2,10
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,05	-0,02	-0,05
	ζu=3,26	-0,04	-0,02	-0,04
	σbc=15	5,88	2,40	5,06

	Voile VL1 (zone 4)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,33	0,33	0,33
	I (m ⁴)	0,075	0,075	0,075
	v=v'=L/2 (m)	0,83	0,83	0,83
Sollicitations de calcul	N (KN)	2018,62	711,31	1541,49
	M (KNm)	534,214	282,112	578,85
	T (KN)	-14,67	-6,18	-14,67
	σmax (KN/m ²)	12003,69	5264,16	11049,69
	σmin (KN/m ²)	230,37	-953,19	-1707,33
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,62	1,40	1,43
	d (m)	0,81	0,70	0,71
	Nt (KN)	1943,31	735,42	1579,19
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	48,58	18,39	39,48
	Amin (cm ²)	3,24	2,79	2,86
	Avj (cm ²)	-0,56	-0,24	-0,56
	A2=Avt+Avj (cm ²)	48,02	18,15	38,92
	A2 /nappe (cm²)	12,00	4,54	9,73
	Amin /nappe (cm ²)	1,62	1,40	1,43
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA14	1,54	1,54	1,54
	Bande 2 8 HA14	12,32	12,32	12,32
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	12,00	4,54	9,73
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,95	4,95	4,95
	AH/nappe/ml (cm²)	1,96	0,81	1,59
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,07	-0,03	-0,07
	ζu=3,26	-0,05	-0,02	-0,05
	σbc=15	4,97	1,88	4,04

	Voile VL1 (zone 5)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,65	1,65	1,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,33	0,33	0,33
	I (m ⁴)	0,075	0,075	0,075
	v=v'=L/2 (m)	0,83	0,83	0,83
Sollicitations de calcul	N (KN)	1308,43	345,79	831,3
	M (KNm)	202,195	182,557	257,007
	T (KN)	-84,399	-7,29	-17,98
	σmax (KN/m ²)	6192,98	3059,50	5351,12
	σmin (KN/m ²)	1736,90	-963,80	-312,94
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,29	1,25	1,56
	d (m)	0,64	0,63	0,78
	Nt (KN)	798,03	383,89	834,15
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	19,95	9,60	20,85
	Amin (cm ²)	2,58	2,51	3,12
	Avj (cm ²)	-3,25	-0,28	-0,69
	A2=Avt+Avj (cm ²)	16,70	9,32	20,16
	A2 /nappe (cm²)	4,18	2,33	5,04
	Amin /nappe (cm ²)	1,29	1,25	1,56
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 8 HA12	9,04	9,04	9,04
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	4,18	2,33	5,04
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,95	4,95	4,95
	AH/nappe/ml (cm²)	0,81	0,81	0,82
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,40	-0,03	-0,08
	ζu=3,26	-0,28	-0,02	-0,06
	σbc=15	2,13	1,02	2,23

VI.3.5 Ferrailage des voiles transversales

➤ Voiles de 3m

	Voile VT1 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,42	4,42	4,42
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	1632,05	720,52	1632,05
	M (KNm)	-1619,324	-703,516	-1619,324
	T (KN)	4,25	1,79	4,25
	σ _{max} (KN/m ²)	-2677,66	-1144,19	-2677,66
	σ _{min} (KN/m ²)	8117,83	3545,92	8117,83
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,74	0,73	0,74
	d (m)	0,37	0,37	0,37
	Nt (KN)	199,25	83,74	199,25
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	4,98	2,09	4,98
	Amin (cm ²)	1,49	1,46	1,49
	Avj (cm ²)	0,16	0,07	0,16
	A2=Avt+Avj (cm ²)	5,14	2,16	5,14
	A2 /nappe (cm²)	1,29	0,54	1,29
	Amin /nappe (cm ²)	0,74	0,73	0,74
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 13 HA10	10,14	10,14	10,14
	Bande 2 5 HA10	3,9	3,9	3,9
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,29	0,54	1,29
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm²)	1,02	1,02	1,02
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζ_b=5	0,01	0,00	0,01
	ζ_u=3,26	0,01	0,00	0,01
	σ_{bc}=15	0,31	0,13	0,31

	Voile VT1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	1378,23	559,48	1130,37
	M (KNm)	-1582,014	-689,629	-1585,061
	T (KN)	10,02	4,72	10,02
	σ_{max} (KN/m ²)	-2976,33	-1366,30	-3399,59
	σ_{min} (KN/m ²)	7570,43	3231,23	7167,49
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,85	0,89	0,97
	d (m)	0,42	0,45	0,48
	Nt (KN)	251,98	121,81	328,11
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	6,30	3,05	8,20
	Amin (cm ²)	1,69	1,78	1,93
	Avj (cm ²)	0,39	0,18	0,39
	A2=Avt+Avj (cm ²)	6,69	3,23	8,59
	A2 /nappe (cm²)	1,67	0,81	2,15
	Amin /nappe (cm ²)	0,85	0,89	0,97
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 13 HA10	10,14	10,14	10,14
	Bande 2 5 HA10	3,9	3,9	3,9
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,67	0,81	2,15
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm²)	1,47	1,47	1,47
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,03	0,01	0,03
	$\zeta_u=3,26$	0,02	0,01	0,02
	$\sigma_{bc}=15$	0,40	0,19	0,52

	Voile VT1 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	1194,05	464,85	946,19
	M (KNm)	-1372,487	-599,772	-1375,783
	T (KN)	7,16	3,41	7,16
	σ_{max} (KN/m ²)	-2584,87	-1224,49	-3008,96
	σ_{min} (KN/m ²)	6565,04	2773,99	6162,93
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,85	0,92	0,98
	d (m)	0,42	0,46	0,49
	Nt (KN)	219,07	112,50	296,14
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	5,48	2,81	7,40
	Amin (cm ²)	1,70	1,84	1,97
	Avj (cm ²)	0,28	0,13	0,28
	A2=Avt+Avj (cm ²)	5,75	2,94	7,68
	A2 /nappe (cm²)	1,44	0,74	1,92
	Amin /nappe (cm ²)	0,85	0,92	0,98
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 13 HA10	10,14	10,14	10,14
	Bande 2 5 HA10	3,9	3,9	3,9
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,44	0,74	1,92
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm²)	1,47	1,47	1,47
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,02	0,01	0,02
	$\zeta_u=3,26$	0,01	0,01	0,01
	$\sigma_{bc}=15$	0,34	0,18	0,47

	Voile VT1 (zone 4)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	942,08	335,97	694,22
	M (KNm)	-1096,427	-479,539	-1099,953
	T (KN)	7,71	3,62	7,71
	σmax (KN/m ²)	-2084,62	-1038,51	-2509,48
	σmin (KN/m ²)	5224,89	2158,41	4823,54
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,86	0,97	1,03
	d (m)	0,43	0,49	0,51
	Nt (KN)	178,36	101,21	257,63
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	4,46	2,53	6,44
	Amin (cm ²)	1,71	1,95	2,05
	Avj (cm ²)	0,30	0,14	0,30
	A2=Avt+Avj (cm ²)	4,76	2,67	6,74
	A2 /nappe (cm²)	1,19	0,67	1,68
	Amin /nappe (cm ²)	0,86	0,97	1,03
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 13 HA10	10,14	10,14	10,14
	Bande 2 5 HA10	3,9	3,9	3,9
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,19	0,67	1,68
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm²)	1,47	1,47	1,47
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	0,02	0,01	0,02
	ζu=3,26	0,01	0,01	0,01
	σbc=15	0,28	0,16	0,41

	Voile VT1 (zone 5)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	575,86	150,25	328
	M (KNm)	-696,607	-301,251	-700,135
	T (KN)	7,47	3,29	7,47
	σmax (KN/m ²)	-1362,26	-753,75	-1787,12
	σmin (KN/m ²)	3281,79	1254,59	2880,45
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,88	1,13	1,15
	d (m)	0,44	0,56	0,57
	Nt (KN)	119,88	84,87	205,28
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,00	2,12	5,13
	Amin (cm ²)	1,76	2,25	2,30
	Avj (cm ²)	0,29	0,13	0,29
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,28	2,25	5,42
	A2 /nappe (cm²)	0,82	0,56	1,35
	Amin /nappe (cm ²)	0,88	1,13	1,15
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 13 HA10	10,14	10,14	10,14
	Bande 2 5 HA10	3,9	3,9	3,9
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	0,82	0,56	1,35
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm²)	1,47	1,47	1,47
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	0,02	0,01	0,02
	ζu=3,26	0,01	0,01	0,01
	σbc=15	0,19	0,13	0,32

➤ Voiles de 1.35 m

	Voile VT2 (zone 1)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,42	4,42	4,42
	B (m ²)	0,27	0,27	0,27
	I (m ⁴)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	1092,49	470,49	1092,49
	M (KNm)	328,096	193,665	328,096
	T (KN)	-5,9	-2,21	-5,9
	σmax (KN/m ²)	9447,02	4930,46	9447,02
	σmin (KN/m ²)	-1354,50	-1445,35	-1354,50
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,18	1,04	1,18
	d (m)	0,59	0,52	0,59
	Nt (KN)	1115,42	514,72	1115,42
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	27,89	12,87	27,89
	Amin (cm ²)	2,36	2,09	2,36
	Avj (cm ²)	-0,23	-0,09	-0,23
	A2=Avt+Avj (cm ²)	27,66	12,78	27,66
	A2 /nappe (cm²)	6,91	3,20	6,91
	Amin /nappe (cm ²)	1,18	1,04	1,18
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA14	3,08	3,08	3,08
	Bande 2 6 HA14	9,24	9,24	9,24
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	6,91	3,20	6,91
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,05	4,05	4,05
	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,46	0,78
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,03	-0,01	-0,03
	ζu=3,26	-0,02	-0,01	-0,02
	σbc=15	3,63	1,67	3,63

	Voile VT2 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,27	0,27	0,27
	I (m ⁴)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	960,57	385,34	821,15
	M (KNm)	264,771	140,722	265,398
	T (KN)	-14,39	-6,15	-14,39
	σ_{max} (KN/m ²)	7916,04	3743,60	7409,99
	σ_{min} (KN/m ²)	-800,70	-889,23	-1327,40
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,23	1,09	1,14
	d (m)	0,61	0,55	0,57
	Nt (KN)	970,50	408,38	848,37
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	24,26	10,21	21,21
	Amin (cm ²)	2,45	2,18	2,29
	Avj (cm ²)	-0,55	-0,24	-0,55
	A2=Avt+Avj (cm ²)	23,71	9,97	20,66
	A2 /nappe (cm²)	5,93	2,49	5,16
	Amin /nappe (cm ²)	1,23	1,09	1,14
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 6 HA12	6,78	6,78	6,78
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	5,93	2,49	5,16
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,05	4,05	4,05
	AH/nappe/ml (cm²)	0,97	0,66	0,84
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	-0,08	-0,04	-0,08
	$\zeta_u=3,26$	-0,06	-0,03	-0,06
	$\sigma_{bc}=15$	3,26	1,37	2,85

	Voile VT2 (zone 3)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,27	0,27	0,27
	I (m ⁴)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	828,89	316,03	689,47
	M (KNm)	158,599	71,845	159,675
	T (KN)	-15,63	-6,62	-15,63
	σ_{max} (KN/m ²)	5680,65	2353,12	5181,99
	σ_{min} (KN/m ²)	459,28	-12,15	-74,80
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,25	1,34	1,33
	d (m)	0,62	0,67	0,67
	Nt (KN)	709,52	316,04	689,61
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	17,74	7,90	17,24
	Amin (cm ²)	2,50	2,69	2,66
	Avj (cm ²)	-0,60	-0,25	-0,60
	A2=Avt+Avj (cm ²)	17,14	7,65	16,64
	A2 /nappe (cm²)	4,28	1,91	4,16
	Amin /nappe (cm ²)	1,25	1,34	1,33
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,56	1,56	1,56
	Bande 2 6 HA10	4,68	4,68	4,68
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	4,28	1,91	4,16
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,05	4,05	4,05
	AH/nappe/ml (cm²)	0,70	0,66	0,68
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	-0,09	-0,04	-0,09
	$\zeta_u=3,26$	-0,06	-0,03	-0,06
	$\sigma_{bc}=15$	2,46	1,09	2,39

	Voile VT2 (zone 4)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,27	0,27	0,27
	I (m ⁴)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	668,83	233,54	529,41
	M (KNm)	79,329	17,454	81,16
	T (KN)	-15,75	-6,71	-15,75
	σmax (KN/m ²)	3782,98	1152,27	3296,74
	σmin (KN/m ²)	1171,32	577,65	624,81
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,03	0,90	1,13
	d (m)	0,52	0,45	0,57
	Nt (KN)	389,96	103,61	374,15
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	9,75	2,59	9,35
	Amin (cm ²)	2,06	1,80	2,27
	Avj (cm ²)	-0,61	-0,26	-0,61
	A2=Avt+Avj (cm ²)	9,14	2,33	8,75
	A2 /nappe (cm²)	2,29	0,58	2,19
	Amin /nappe (cm ²)	1,03	0,90	1,13
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,56	1,56	1,56
	Bande 2 6 HA10	4,68	4,68	4,68
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,29	0,58	2,19
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,05	4,05	4,05
	AH/nappe/ml (cm²)	0,66	0,66	0,66
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	-0,09	-0,04	-0,09
	ζu=3,26	-0,06	-0,03	-0,06
	σbc=15	1,35	0,36	1,29

	Voile VT (zone 5)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,35	1,35	1,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,27	0,27	0,27
	I (m ⁴)	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	N (KN)	439,37	118,73	299,95
	M (KNm)	50,528	-13,772	53,566
	T (KN)	-14,35	-6	-14,35
	σ_{max} (KN/m ²)	2459,03	213,04	1992,67
	σ_{min} (KN/m ²)	795,56	666,44	229,18
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,02	0,33	1,21
	d (m)	0,51	0,16	0,61
	Nt (KN)	250,82	6,97	241,26
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	6,27	0,17	6,03
	Amin (cm ²)	2,04	0,65	2,42
	Avj (cm ²)	-0,55	-0,23	-0,55
	A2=Avt+Avj (cm ²)	5,72	-0,06	5,48
	A2 /nappe (cm²)	1,43	-0,01	1,37
	Amin /nappe (cm ²)	1,02	0,33	1,21
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,56	1,56	1,56
	Bande 2 6 HA10	4,68	4,68	4,68
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,43	-0,01	1,37
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,05	4,05	4,05
	AH/nappe/ml (cm²)	0,66	0,66	0,66
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	-0,08	-0,03	-0,08
	$\zeta_u=3,26$	-0,06	-0,02	-0,06
	$\sigma_{bc}=15$	0,87	0,02	0,83

VII. 1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). On distingue donc deux types de fondation :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

2. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VII. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.

- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII .4 . Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

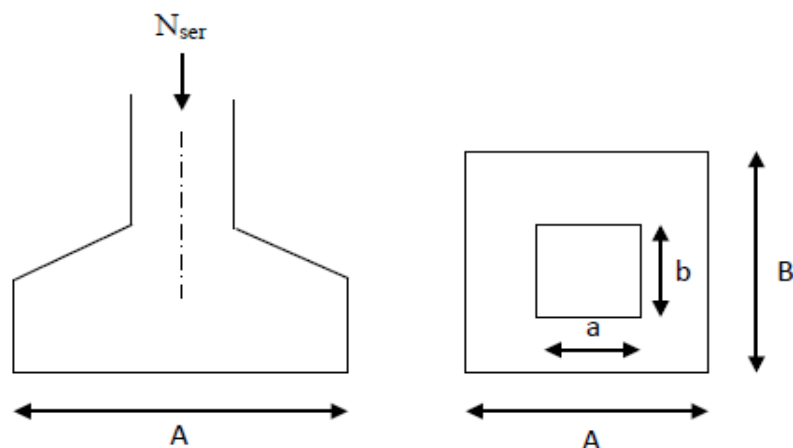


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 = k$ donc : $A = B$

alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec : $N_{ser} = 1022,46 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 1.6 \text{ bars}$

donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{1022.46}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2.53 \text{ m}$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B) Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
 - L : Longueur de la semelle
 - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
 - σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VL1	3,00	862,95	1,80	5,39
VL2	3,00	1042,13	2,17	6,51
VL3	3,00	1100,27	2,29	6,88
VL4	3,00	839,45	1,75	5,25
VL5	1,35	851,10	3,94	5,32
VL6	1,35	225,70	1,04	1,41
VL7	1,35	723,24	3,35	4,52
VL8	1,35	714,70	3,31	4,47
VL9	1,35	757,17	3,51	4,73
Total (m2)				44.48

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B (m)	S = BxL (m2)
VT1	1,65	772,05	2,92	4,83
VT2	1,65	710,06	2,69	4,44
VT3	1,65	472,11	1,79	2,95
VT4	1,65	768,53	2,91	4,80
VT5	1,65	463,73	1,76	2,90
VT6	1,65	774,02	2,93	4,84
VT7	1,65	574,46	2,18	3,59
VT8	1,65	551,90	2,09	3,45
VT9	1,65	464,29	1,76	2,90
VT10	1,65	741,39	2,81	4,63
VT11	1,65	766,94	2,91	4,79
VT12	1,65	509,46	1,93	3,18
VT13	1,65	296,80	1,12	1,86
VT14	1,65	305,91	1,16	1,91
Total (m2)				51.07

Tableau VII.2.Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 44.48 + 51.07 = 95.55 \text{ m}^2$ et : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux

▪ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$
avec : L distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
 - Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

Poteau	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	755,54	6,34	-15,75	-11899,76
P2	879,47	0,47	-12,70	-11169,27
P3	990,82	-1,29	-7,40	-7332,07
P4	1022,46	1,18	-2,60	-2658,40
P5	918,86	0,54	2,60	2389,04
P6	770,83	-7,08	7,40	5704,14
Somme	5337,98	0,16		-24966,31

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 5337,98 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

-

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{L}{6} = \frac{21,20}{6} = 5,31 \text{ m} \\ e_i = 0 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} e_i = -4,68 \text{ m} < e = 3,53 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition} \\ \text{trapézoïdale.} \end{array}$$

$$q_{max} = \frac{5337,98}{21,20} \left(1 + \frac{6 \times 0}{21,20} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{5337,98}{21,20} \left(1 + \frac{6 \times 4,68}{21,20} \right) = 585,09 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{5337,98}{21,20} \left(1 - \frac{6 \times 4,68}{21,20} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{5337,98}{21,20} \left(1 - \frac{6 \times 4,68}{21,20} \right) = 81,51 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{l}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{85,14}{1,6 \times 10^2} = 0,53 \text{ m}^2$$

On prend: $B = 1,00 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times l \times n = 1,00 \times 21,20 \times 6 = 148,40 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 148,40 + 95,55 = 243,95 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 21,20 \times 22,10 = 468,52 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{243.95}{468.52} = 52.07 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion:

Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 52.07 % ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

C) Radier nervuré

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, 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 et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent
- provenir des tassements éventuels.

Pré dimensionnement du Radier

Epaisseur de radier (nervures)

L'épaisseurs de la nervures de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Formule empirique :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{4.50}{10} = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 55 \text{ cm}$$

avec : L_{max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{max}=4.50 \text{ m}$)

- condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{450}{8} \leq h_n \leq \frac{450}{5} \Rightarrow 0,56 \text{ cm} \leq h_n \leq 0.90 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 100 \text{ cm}$.

Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{450}{20} = 22.50 \text{ cm} \text{ Avec : une hauteur minimale de 25cm.}$$

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

Epaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \text{ (dalle sur 4 appuis)}$$

$$11 \text{ cm} \leq h_t \leq 13 \text{ cm}$$

soit : $h_t = 10 \text{ cm}$ (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 55 \text{ cm}$
- La hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30 \text{ cm}$
- Dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm}$

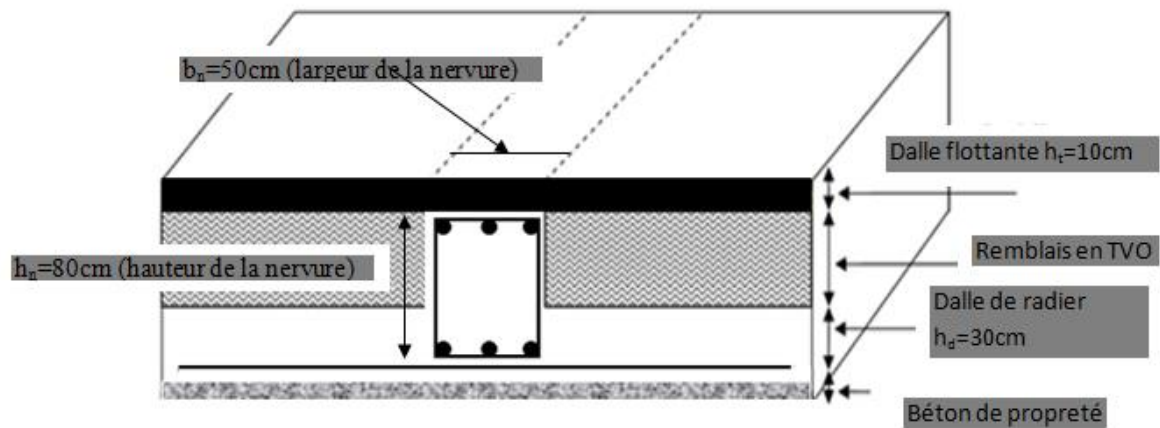


Figure VII.2. La coupe verticale de radier

Détermination de la surface nécessaire du radier :**Les charges :**

Charge permanente : $G_{\text{batim}} = 36564,99 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}} = 7739,98 \text{ KN}$

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 36564,99 + 1.5 \times 7739,98 = 60972,71 \text{ KN}$.

L'ELS : $G + N = 36564,99 + 7739,98 = 44304,97 \text{ KN}$.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{60972,71}{1.33 \times 160} = 286,53 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{44304,97}{1.33 \times 160} = 208,20 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (286.53 ; 208.20) = 286.53 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 468,52 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 286.53 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL , il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq (\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}) = (\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm} \Rightarrow$ soit un débord de : $L_{deb}=50 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec : $S_{deb} = (21.20 \times 0.5) \times 2 + (22.10 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 44.30 \text{ m}^2$

D'où $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 468.52 + 44.30 = 512.82 \text{ m}^2$

Calcul des sollicitations à la base de radier :

➤ Charge permanente :

• Poids de bâtiment :

$G_{bâtiment} = 36564,99 \text{ KN}$

• Poids de radier :

$P_{radier} =$ poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle de radier

$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_{beton}$

$P_{dalle} = 512.82 \times 0.3 \times 25 = 3846,15 \text{ KN}$

• Poids de la nervure

$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$

$P_{nervure} = 0.55(1,00 - 0.3) \times (21.20 \times 7 + 22.10 \times 6) \times 25 = 2713,29 \text{ KN}$

• Poids de TVO :

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO} = (512.82 - 155.05) \times (1,00 - 0,3) \times 17 = 6261,06 \text{ KN}$

Avec: $S_{nervures} = 0,55 \times (1,00 - 0,3) \times (22.10 \times 6 + 21.20 \times 7) = 155,05 \text{ m}^2$

Le poids de la TVO : $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$

• Poids de la dalle flottante :

$P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (512.82 - 155.05) \times 0.1 \times 25 = 894,44 \text{ KN}$

d'où: $G_{radier} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante}$

$$G_{\text{radier}} = 3846,15 + 2713,29 + 6261,06 + 894,44 = \mathbf{13714,94 \text{ KN}}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{\text{bâtiment}} = 7739,98 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2,5 \times 512,92 = 1282,05 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 36564,99 + \mathbf{13714,94} = \mathbf{50279,93 \text{ KN}}$$

$$Q_t = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 7739,98 + 1282,05 = \mathbf{9022,03 \text{ KN}}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 50279,93 + 1.5 \times 9022,03 = \mathbf{81410,95 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 50279,93 + 9022,03 = \mathbf{59301,96 \text{ KN}}$$

Vérification:

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.1)**

Il faut vérifier que : $\leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5, 4 \text{ MPa} \} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{81410,95 \times 1}{512,82} \times \frac{4,50}{2} = \mathbf{357,19 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{357,19 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1,32 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

a. Calcule les caractéristiques géométriques de radier

• **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{21,20}{2} = 10,60 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{22,10}{2} = 11,05 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21.20 \times 22.10^3}{12} = 19069,15 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{22.10 \times 21.20^3}{12} = 17547,64 \text{ m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	xx	60649,93	2847,97	1,00	63497,90
	yy	69530,60	3232,88	1,00	72763,48

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Et : V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $S_{rad} = 512.82 \text{ m}^2$;

$N_u = 81410,95 \text{ KN}$; $N_s = 59301,96 \text{ KN}$.

Contraintes		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	XX	197,11	120,39	177,93	212,80	154,00	77,28	134,82	160,00
	YY	200,92	116,59	179,83	212,80	157,80	73,47	136,72	160,00

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

➤ Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifié 99] :

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 0,8m.

Poteaux :

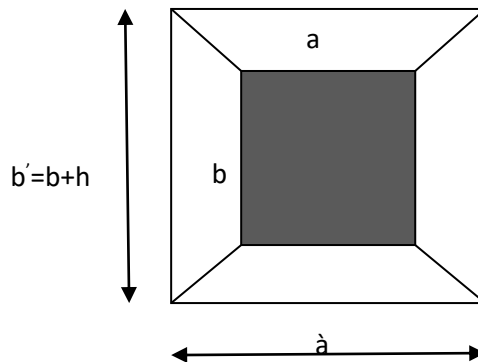


Figure VII.3. Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,50 + 0,50 + 2 \times 1,00) = 6,00 \text{ m.} \\ N_u = 1710,79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1710,79 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 6,00 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4500 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Voile :

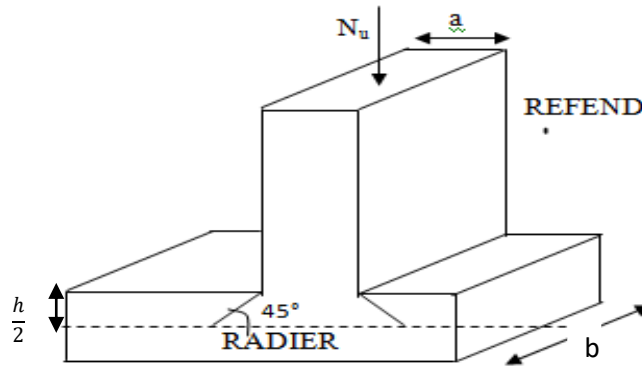


Figure VII.4. Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,20+1.65+2 \times 1,00) = 4.43 \text{ m.} \\ N_u = 3267,40 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 3267.40 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4.43 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3324,75 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634 / DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : **P > P'**

P = 50279,93 KN (poids total du bâtiment à la base du radier).

- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{rad} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h=80\text{cm}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 512.82 \times 1.00 = 7692,3 \text{ KN}$$

$$P = 50279,93 \text{ KN} > P' = 7692.30 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferraillage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99].

Ferraillage de la dalle du radier

La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens;

- 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.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque

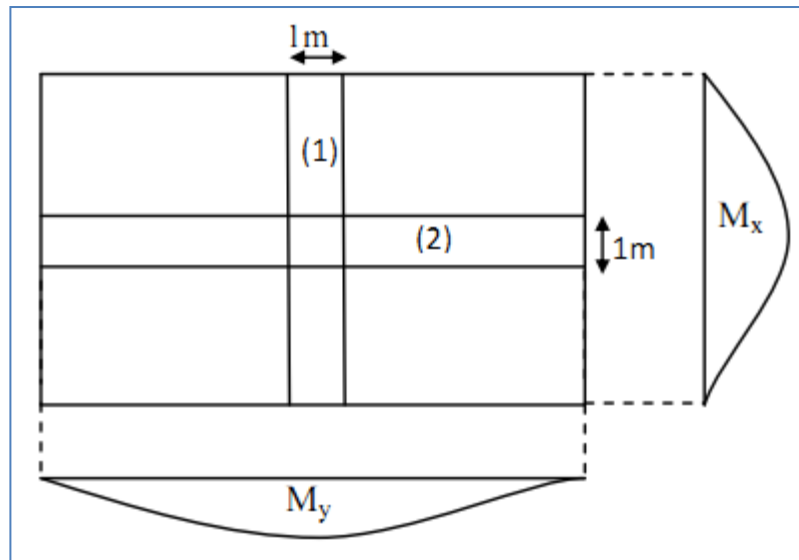
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x=5,00\text{m}$; $L_y= 5,30 \text{ m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,00}{5,30} = 0.94 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91modifié99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus 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 \$\mu_x, \mu_y\$ sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale \$\sigma_m^{max}\$ qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	\$\sigma_m\$ (KN/m ²)	\$q_m\$ (KN/m)
ELU	179,83	153,09
ELS	136,72	109,98

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier .

A L'ELU: \$q_m^u = \sigma_m\$ (ELU) - \$\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (179.83 - \frac{13714.94}{512.82}) \times 1m = 153.09\$ KN/ml.

A L'ELS: \$q_m^s = \sigma_m\$ (ELS) - \$\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (136.72 - \frac{13714.94}{512.82}) \times 1m = 109.98\$ KN/ml

• **Détermination des coefficients \$\mu_x\$ et \$\mu_y\$:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients \$\mu_x\$ et \$\mu_y\$ en fonction \$\nu\$ et \$\rho_x\$:

\$\rho_x = 0.89\$; \$\nu = 0\$ (ELU) \$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}\$

- Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = 0.0476 \times 153.09 \times 4.00^2 = 116.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.7438 \times 116.59 = 86.72 \text{ KN.m}$$

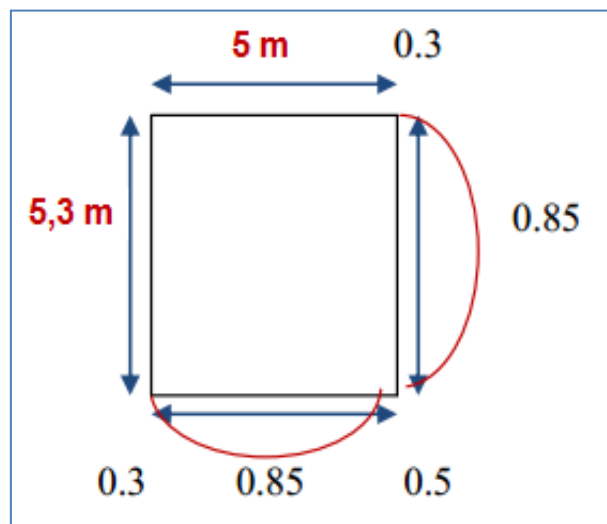
- Correction des moments :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de

L'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments

Isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées de rive ,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30**: pour les moments sur appuis de rive.



- ✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 116.59 = 58.30 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 86.72 = 43.36 \text{ KNm} \end{cases}$
- ✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 116.59 = 99.10 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 86.72 = 73.71 \text{ KNm} \end{cases}$

Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	58,30	0,056 < μ _l =0.392	SSA	0,971	6,39	6HA16 = 12.06
	En travée	99,10	0,096 < μ _l =0.392	SSA	0,949	11,11	6HA16 = 12.06
Sens yy	Sur appuis	43,36	0,042 < μ _l =0.392	SSA	0,979	4,71	6HA16 = 12.06
	En travée	73,71	0,071 < μ _l =0.392	SSA	0,963	8,15	6HA16 = 12.06

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2MPa$; $b=100cm$; $d=27cm$.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348MPa$ et : β tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st} et μ .

Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 27 \times 0.0008(3 - 0.89)}{2} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.
- $b=100cm$; $d=27 \text{ cm}$; $\rho=0,89$

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 27 \times 100 = 2,47 \text{ cm}^2$$

		A _{adoptée}	A _{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	12.06	2,47	Condition vérifiée
	En travée	12.06	2,47	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	12.06	2,47	Condition vérifiée
	En travée	12.06	2,47	Condition vérifiée

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

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

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm;}$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(120\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm;}$$

Vérification à L'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x = 0.89 \quad ; \quad \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.822 \end{cases}$$

$$- M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.055 \times 109.98 \times 4.00^2 = 96.08 \text{ KN/m.}$$

$$- M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.822 \times 96.08 = 78.94 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 96.08 = 48.04 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 78.94 = 39.47 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 96.08 = 81.66 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 78.94 = 67.10 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M _s (KN/m)	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
	Aux appuis	48,04	12.06	0.446	34.02	0.898	164,29	4,83	15	CV
	En travée	81,66	12.06	0.446	34.02	0.898	279,27	8,21		CV
Sens YY	Aux appuis	39,47	12.06	0.446	34.02	0.898	134,98	3,97		CV
	En travée	67,10	12.06	0.446	34.02	0.898	229,48	6,75		CV

Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

Avec : $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

; β₁ et K₁ tiré dans un tableau en fonction de ρ₁.

Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

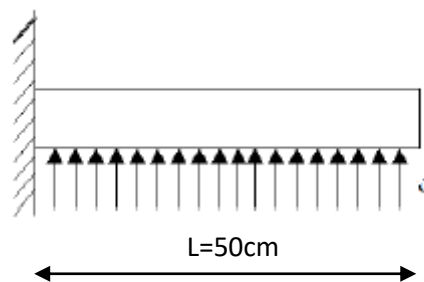


Figure VII.5. Schéma statique du débord

A L'ELU: $M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{153.09 \times 0.5^2}{2} = 19.14 \text{ KN/m}$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{109.98 \times 0.5^2}{2} = 13.75 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des armatures**

Armatures principales

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.14 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,018 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.14 \times 10^6}{0,991 \times 270 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_u = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

Ferraillage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

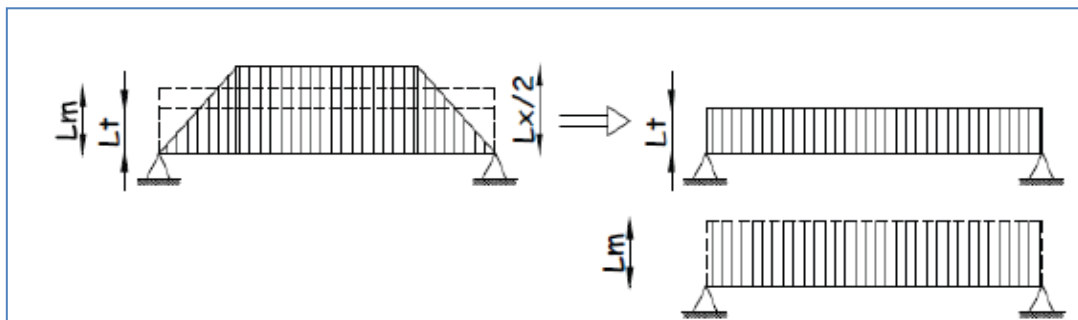


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

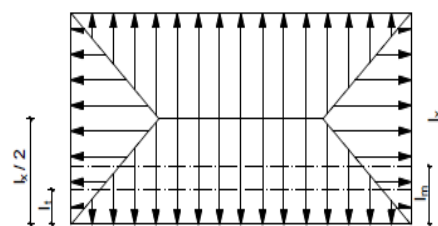
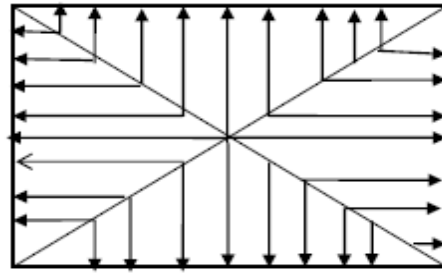


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : Chargement triangulaires :Moment fléchissant : $I_m = 0.333x l_x$ Effort tranchant : $I_t = 0.25x l_x$ **Figure VI-7 : Répartition triangulaire.**

Nous avons : $b_n = 55 \text{ cm}$, $h_n = 100 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $q_u = 133.69 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 90.57 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des charges

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(177.93 \times (1 \times 0,55) - \frac{13714.94}{512.82} - \frac{2713.29}{155.05} \right) \times 1 \text{ ml} = 133.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(134.82 \times (1 \times 0,55) - \frac{13714.94}{512.82} - \frac{2713.29}{155.05} \right) \times 1 \text{ ml} = 90.57 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Remarque : Après modélisation des nervures à l'aide du logiciel ETABS, les valeurs des moments et des efforts tranchants obtenues pour les nervures dans les deux sens étant très importantes, nous allons procéder à l'augmentation de la base de la nervure pour réduire les charges à l'ELU et ainsi réduire la quantité du ferrailage nécessaire.

Les nouvelles dimensions des nervures sont comme suit : $(b_n \times h_n) = (55 \times 100) \text{ cm}^2$

Tableau VII. 9. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
A-B	1	3,9	4,5	0,87	Triangulaire	1,30	0,98	133,69	90,57	173,62		117,62		130,35		88,31	
	2	3,9	4	0,98	Triangulaire	1,30	0,98	133,69	90,57	173,62	347,25	117,62	235,25	130,35	260,70	88,31	176,61
B-C	1	3,4	4,5	0,76	Triangulaire	1,13	0,85	133,69	90,57	151,36		102,54		113,64		76,98	
	2	3,4	4	0,85	Triangulaire	1,13	0,85	133,69	90,57	151,36	302,73	102,54	205,09	113,64	227,27	76,98	153,97
C-D	1	3,5	4,5	0,78	Triangulaire	1,17	0,88	133,69	90,57	155,82		105,56		116,98		79,25	
	2	3,5	4	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	133,69	90,57	155,82	311,63	105,56	211,12	116,98	233,96	79,25	158,50
D-E	1	3,4	4,5	0,76	Triangulaire	1,13	0,85	133,69	90,57	151,36		102,54		113,64		76,98	
	2	3,4	4	0,85	Triangulaire	1,13	0,85	133,69	90,57	151,36	302,73	102,54	205,09	113,64	227,27	76,98	153,97
E-F	1	3,4	4,5	0,76	Triangulaire	1,13	0,85	133,69	90,57	151,36		102,54		113,64		76,98	
	2	3,4	4	0,85	Triangulaire	1,13	0,85	133,69	90,57	151,36	302,73	102,54	205,09	113,64	227,27	76,98	153,97
F-G	1	4	4,5	0,89	Triangulaire	1,33	1,00	133,69	90,57	178,08		120,64		133,69		90,57	
	2	4	4	1,00	Triangulaire	1,33	1,00	133,69	90,57	178,08	356,15	120,64	241,28	133,69	267,38	90,57	181,14

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3,4	4	0,85	Trapèze	1,29	0,98	133,69	90,57	172,54	350,79	116,89	237,65	130,68	264,37	88,53	179,10
	2	4	4	1,00	Trapèze	1,33	1,00	133,69	90,57	178,25		120,76		133,69		90,57	
2-3	1	3,4	4	0,85	Trapèze	1,29	0,98	133,69	90,57	172,54	350,79	116,89	237,65	130,68	264,37	88,53	179,10
	2	4	4	1,00	Trapèze	1,33	1,00	133,69	90,57	178,25		120,76		133,69		90,57	
3-4	1	3,4	4,5	0,76	Trapèze	1,38	1,06	133,69	90,57	184,03	380,98	124,67	258,10	141,41	289,96	95,80	196,44
	2	4	4,5	0,89	Trapèze	1,47	1,11	133,69	90,57	196,96		133,43		148,54		100,63	
4-5	1	3,4	4	0,85	Trapèze	1,29	0,98	133,69	90,57	172,54	350,79	116,89	237,65	130,68	264,37	88,53	179,10
	2	4	4	1,00	Trapèze	1,33	1,00	133,69	90,57	178,25		120,76		133,69		90,57	
5-6	1	3,4	4,2	0,81	Trapèze	1,33	1,01	133,69	90,57	177,63	364,17	120,34	246,71	135,28	275,34	91,65	186,53
	2	4	4,2	0,95	Trapèze	1,40	1,05	133,69	90,57	186,54		126,37		140,06		94,88	

• Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

- Sens longitudinal « X-X » :

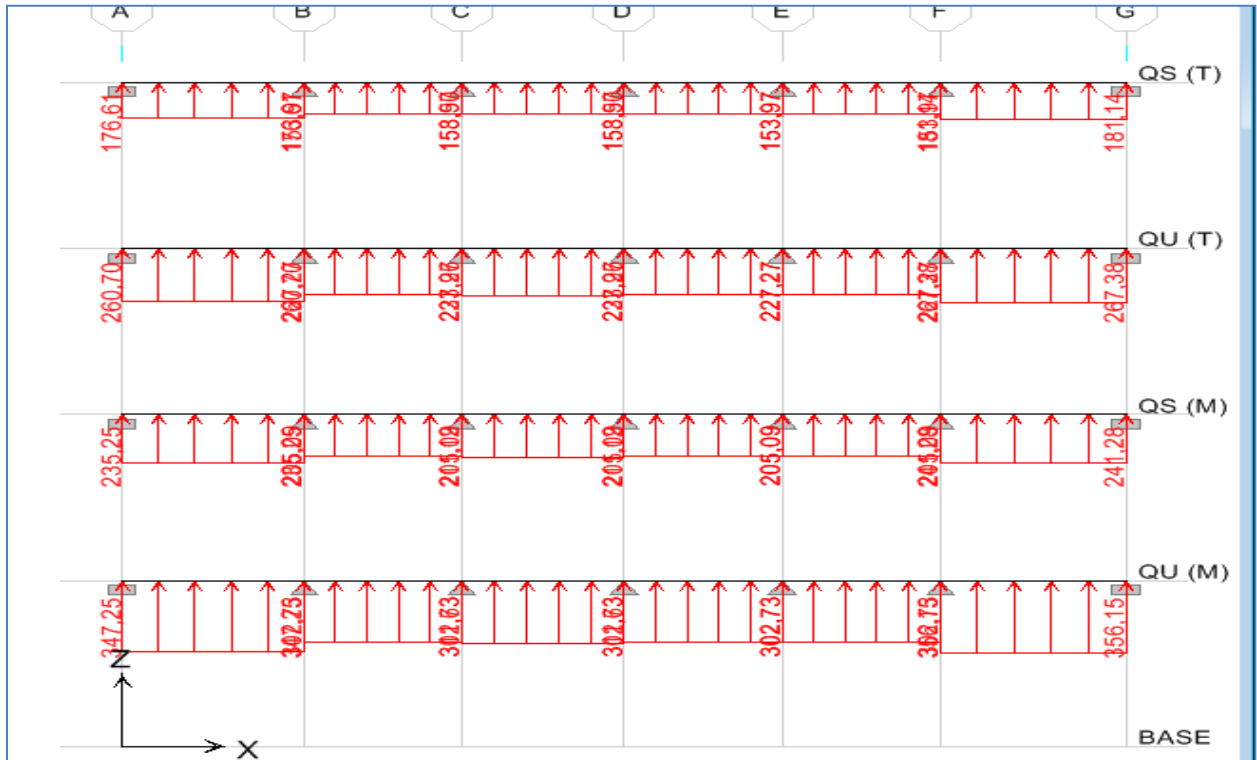


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

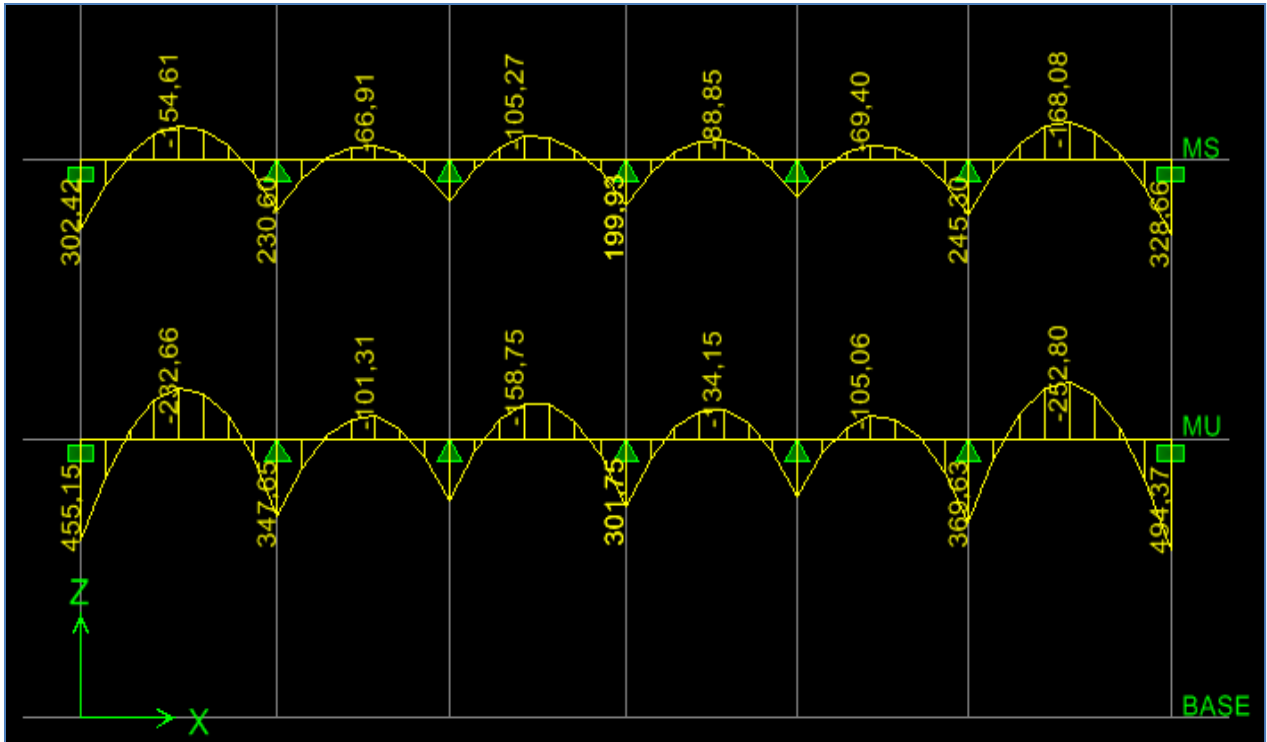


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

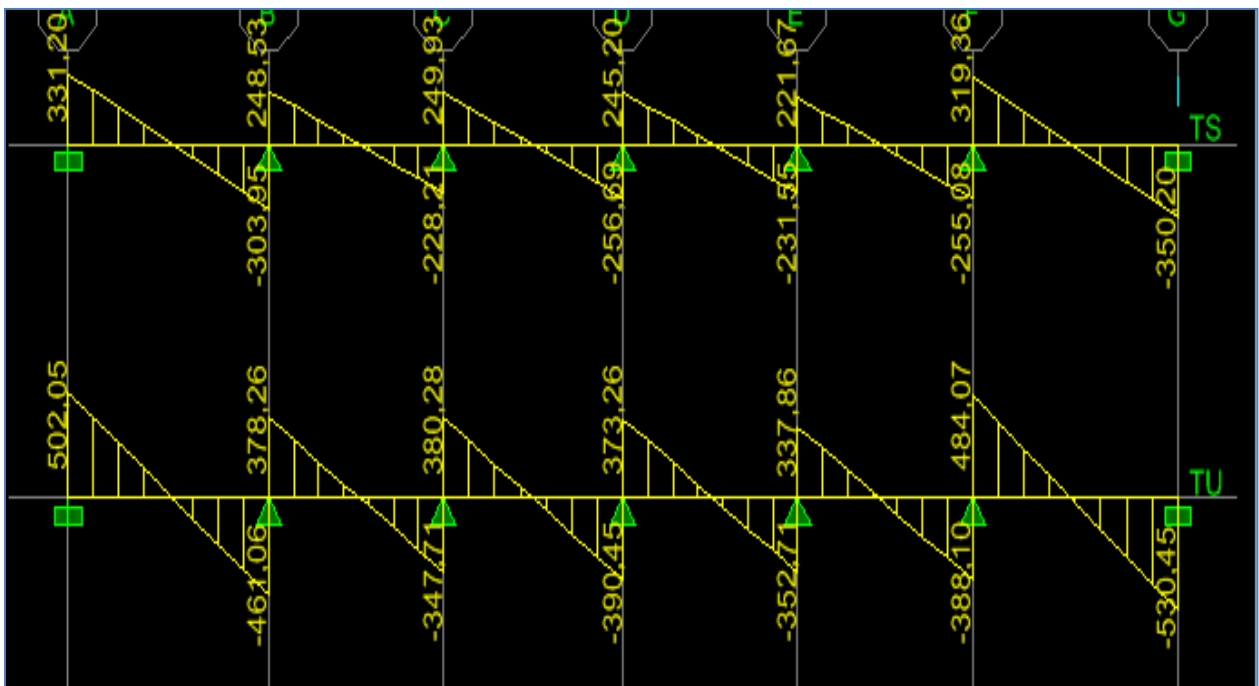


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

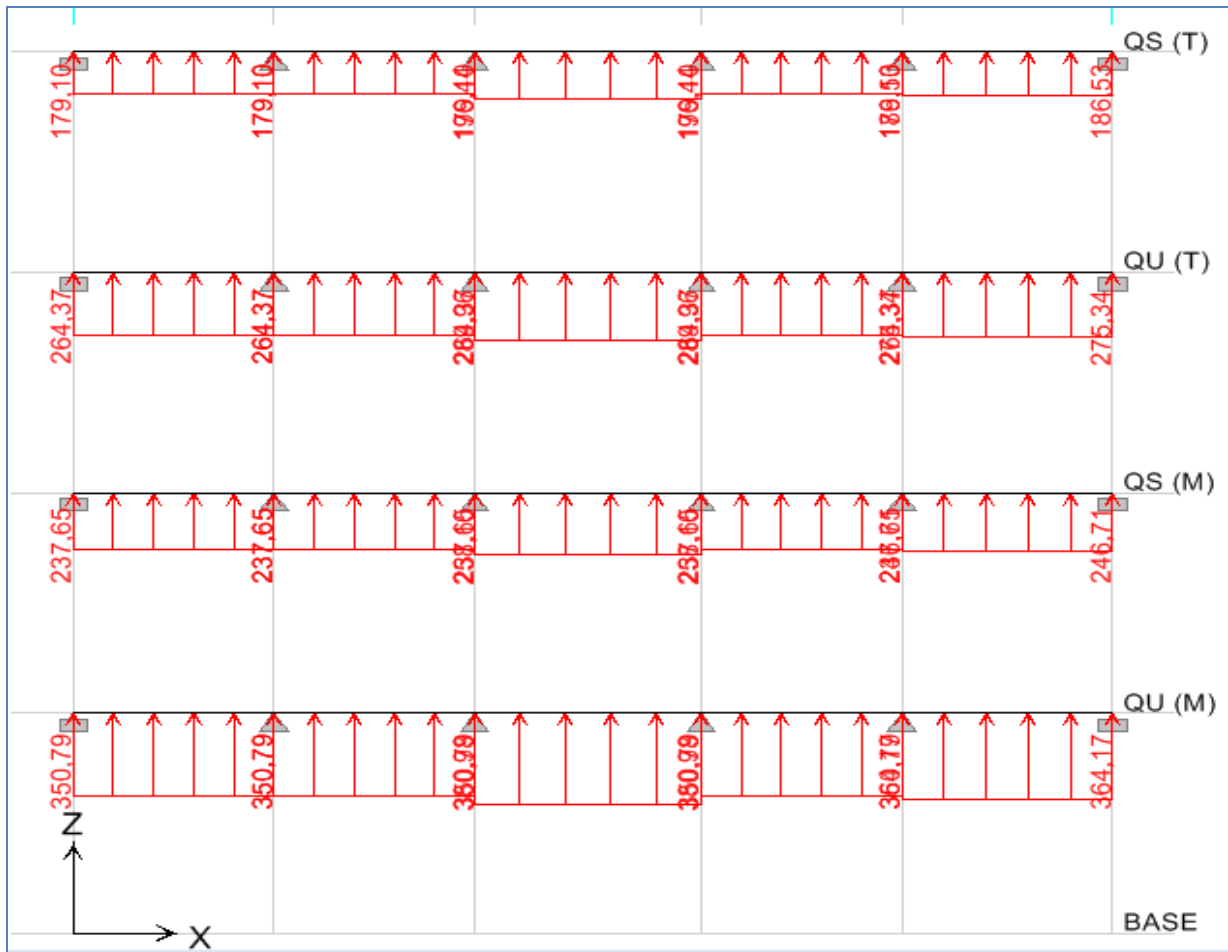


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

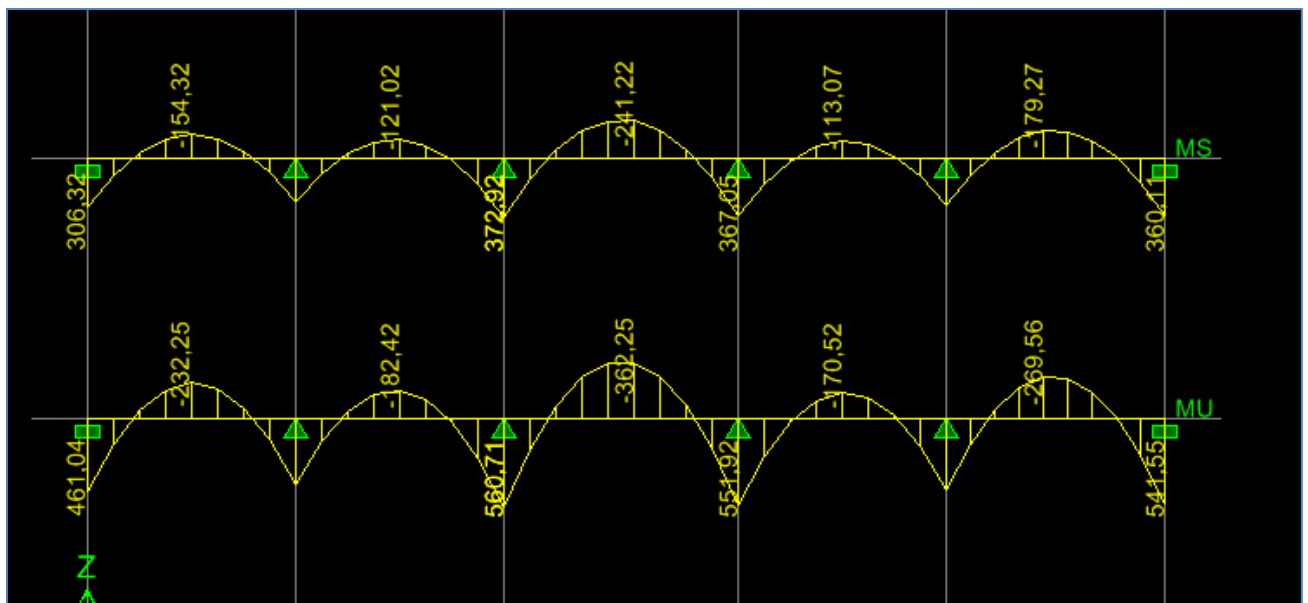


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

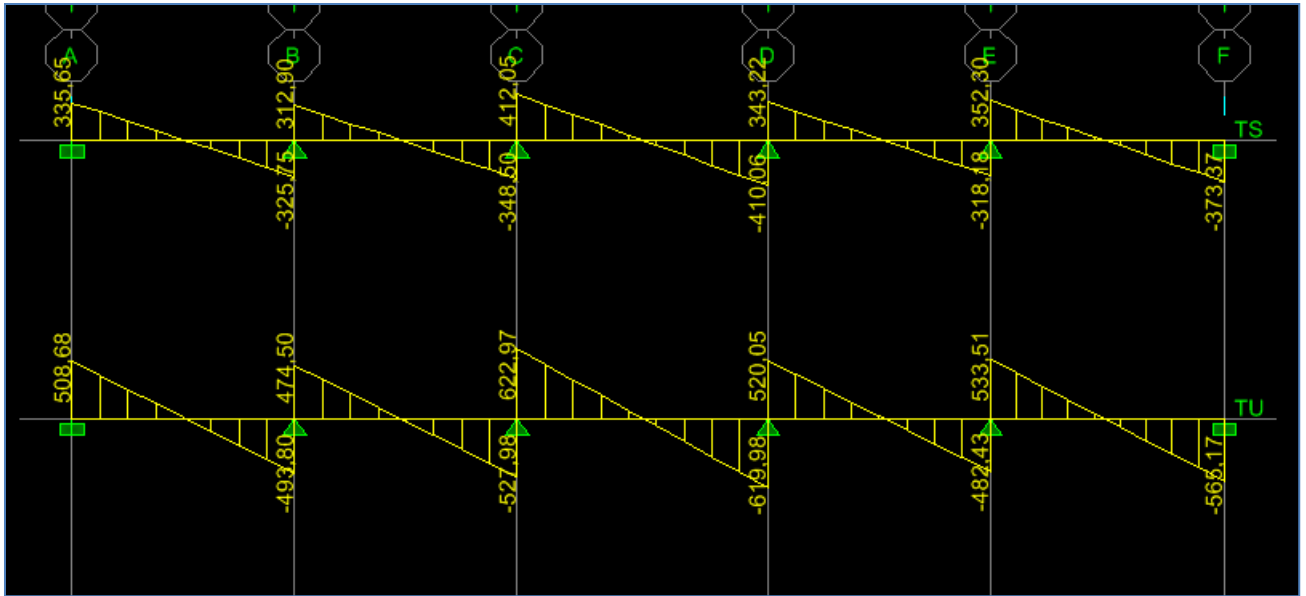


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- Sens longitudinal « x-x » :

Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	494.37	328.66
$M_t(KN.m)$	252.80	166.08

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	530.45	350.20
$T_{inf}(KN.m)$	-530.45	-350.20

- Sens transversal « y-y » :

Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	560.71	367.05
$M_t(KN.m)$	362.25	241.22

Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	622.92	412.05
$T_{inf}(KN.m)$	-622.92	-412.05

➤ **Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinales**

Sens X-X: $M_a^{max} = 494.37 KN.m$; $M_t^{max} = 252.80 KN.m$

$b_n = 55 \text{ cm}$; $h_n = 100 \text{ cm}$; $d = h - c = 100 - 3 = 97 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{494.37 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14.2} = 0,0674$$

$\mu = 0,0674 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0,0674 \Rightarrow \beta = 0,966$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{494.37 \times 10^3}{0,966 \times 97 \times 348} = 15.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4 \text{ HA20 fil} + 4 \text{ HA16 chap} = 20.6 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 15 \text{ cm}$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{252.80 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14.2} = 0,034$$

$\mu=0,034 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0,034 \Rightarrow \beta=0,983$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{252.80 \times 10^3}{0,983 \times 97 \times 348} = 7.59 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA16 fil} + 4 \text{ HA16 chap} = 16.08 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

(Les armatures filantes choisies aux appuis sont continues en travée)

Sens Y-Y : $M_a^{\max} = 560.71 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 362.25 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=100 \text{ cm}$; $d=97 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{560.71 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14.2} = 0,076$$

$\mu=0,076 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu=0,076 \Rightarrow \beta=0,961$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{560.71 \times 10^3}{0,961 \times 97 \times 348} = 17.21 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 4 \text{ HA20 fil} + 4 \text{ HA16 chap} = 20.6 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{362.25 \times 10^3}{55 \times 97^2 \times 14.2} = 0,049$$

$\mu=0,049 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0,049 \Rightarrow \beta=0,975$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{362.25 \times 10^3}{0,975 \times 97 \times 348} = 10.96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA16 fil} + 4 \text{ HA16 chap} = 16.08 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

(Les armatures filantes choisies aux appuis sont continues en travée)

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	4 HA20 fil + 4 HA16 chap	4 HA20 fil + 4 HA16 chap
Travée	4 HA16 fil + 4 HA16 chap	4 HA16 fil + 4 HA16 chap

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003) :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_1 le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,46 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **4 HA10 = 3.14 cm²**.

Zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 25 \times 45 = 2,70 \text{ cm}^2$$

- Donc on adopte **4 HA10 = 3.14 cm²**.

Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm² par mètre de longueur** de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$ Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm²**.

Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 97 \times 2,1}{400} = 6.44 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} > A_{min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \{2,5 MPa; 4MPa\} = 2,5 MPa$$

Sens X-X : $T_u = 530.45 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{530.45 \times 10^3}{550 \times 970} = 0,99 < 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y : $T_u = 622.97 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{622.97 \times 10^3}{550 \times 970} = 1,17 MPa < 2.5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 20 \times 4 = 251.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{530.45 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 251.20} = 2,42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

Nervure transversale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 20 \times 4 = 251.20 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{622.97 \times 10^3}{0.9 \times 970 \times 251.20} = 2.84 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MP}$$

La condition est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifiée 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Dans le cas de fissuration préjudiciable , avec : n=1.6 pour des HA >6 mm

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_b$

Avec $\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

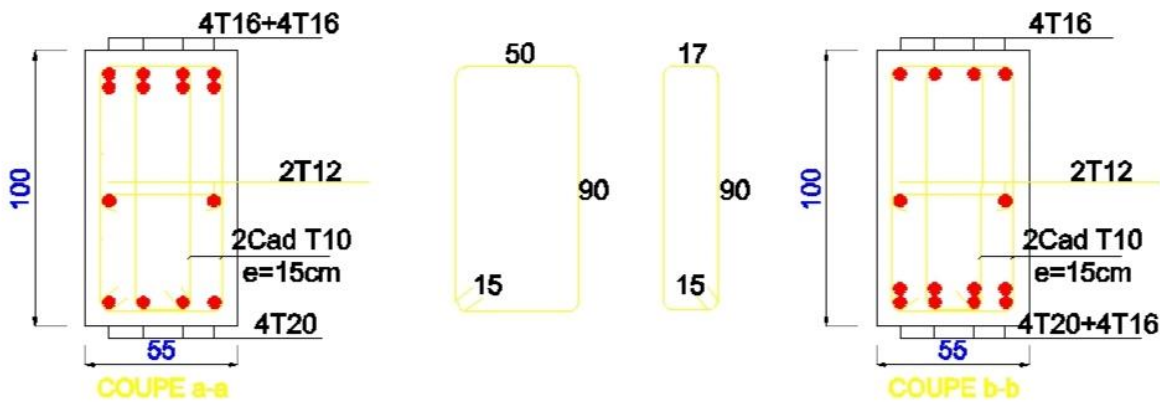
Tableau VII.15. Calcul des contraintes.

		M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	322.66	20.60	36.55	0,903	178,821		4,89		CV
	Travée	168.08	16.08	44.47	0,913	118,029		2,65		CV

Sens	Appuis	367.05	20.60	36.55	0,903	203,422	201.63	5,57	15	CV
YY	Travée	241.22	16.08	44.47	0,913	169,389		3,81		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	4 HA20 fil + 4 HA16 chap	4 HA20 fil + 4 HA16 chap
Travée	4 HA16 fil + 6 HA16 chap	4 HA16 fil + 6 HA16 chap



Coupe du ferrailage de la nervure

VII) Introduction :

Les murs plaques ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

VII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

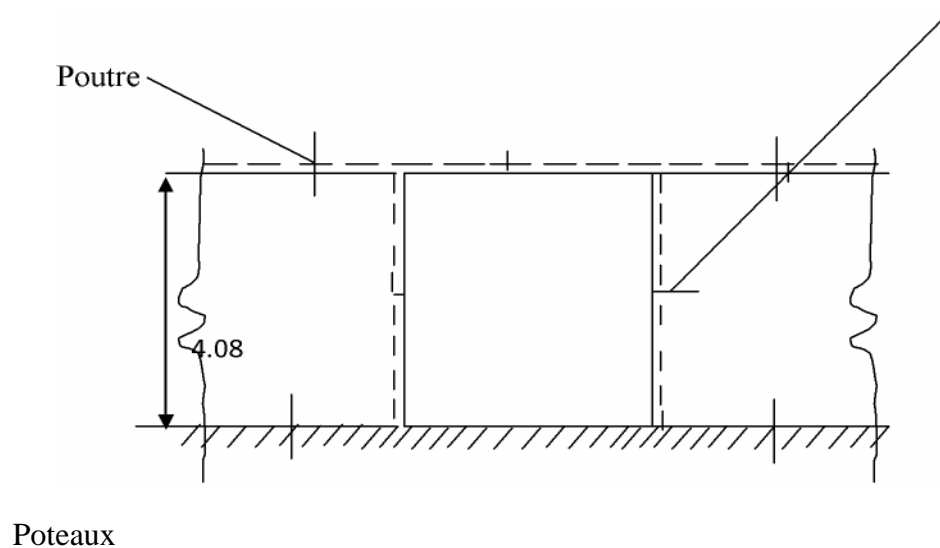


Figure VII-1 : Coupe du mur de plaque.

VIII.2) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos. ($K_0 = 1 - \sin\phi$)

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticale.

ϕ : Angle de frottement interne.

A) Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$
- Contrainte du sol : $\sigma = 1.60 \text{ bars}$

Note : les caractéristiques ne sont pas données par le rapport de sol mais récupérer par laboratoire qui a fait l'étude du sol.

B) Calcul des sollicitations : $q=10 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(q + \gamma \cdot h)$$

Avec : $\gamma=22 \text{ KN/m}^3$

$$0 < h < H \rightarrow 0 < h < 3.06 \text{ m}$$

H=2.50m

$\varphi=35^\circ$

C=0

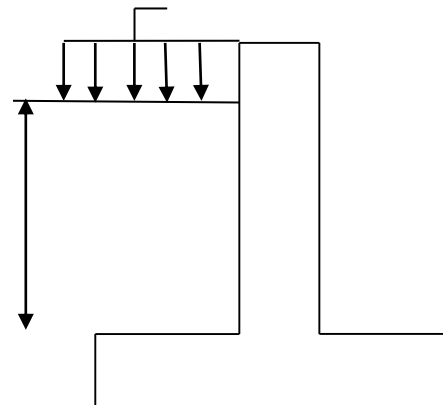


Fig VII-2 : Schéma du mur plaque.

Type du sol : nous avons $C = 0, \varphi \neq 0 \Leftrightarrow$ sol pulvérulent

Donc : $K_0 = 1 - \sin 35$

$K_0=0.43$

• **A P'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$\sigma_h = 12.77h + 6.45$$

Pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 6.45 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h = 2.50 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 38.38 \text{ KN/m}^2$

• **A P'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 9.46h + 4.3$$

Pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 4.3 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h = 2.50 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 27.95 \text{ KN/m}^2$

C) Diagramme des contraintes :

ELU:ELS:

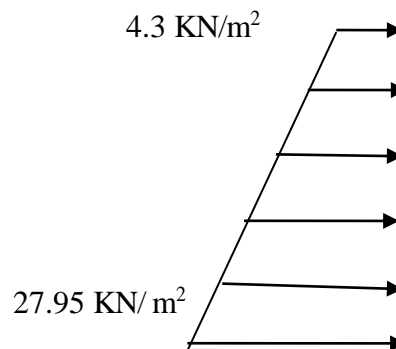
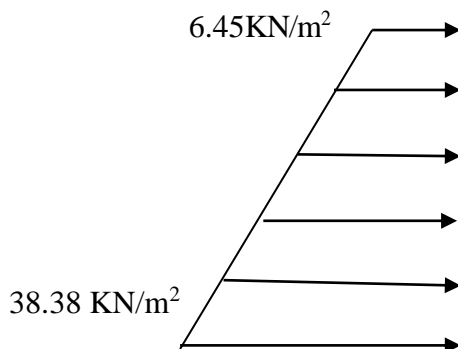


Fig VII-3 : Diagramme des contraintes a l'ELU.

Fig VII-4 : Diagramme des contraintes a l'ELS.

D) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = 30.39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1\text{m}}{4} = 22.04 \text{ KN/ml}$$

VIII.3) Ferrailage du mur plaque:

A) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

B) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encasté à ses deux extrémités dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85.
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés:

0.3 (appuis de rive).

0.5 (autres appuis).

C) Identification des panneaux :

$$L_x = 2.50 \text{ m}$$

$$L_y = 4.50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.50}{4.50} = 0.55 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v=0 \quad \mu_x=0.0894 \\ \rho=0.83 \quad \mu_y=0.2500 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0894 \times 30.39 \times 2.50^2 = 16.98 \text{ KN.m}$$

D) Correction des moments :

- Sens X-X

Aux appuis: $M_a = 0.5 \times 16.89 = 8.45 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0.85 \times 16.89 = 14.36 \text{ KN.m}$

E) Ferrailage :

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	Section	B	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appuis	8.45	0.012	SSA	0.994	1.01	2.17	4HA10= 3.14	25
	Travée	14.36	0.020	SSA	0.990	1.85	2.17	4HA10= 3.14	25

Tableau VII-1: Ferrailage du mur plaque.

F) Recommandations du RPA 99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par **4 épingles/m²de HA8.**

G) Vérification à l'ELS :

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	Appui	8.45	6.45	0,015	1,22	0,019	0,360	<i>vérifiée</i>
	Travée	14.36	10.95	0,025	1,22	0,032	0,360	<i>vérifiée</i>

Tableau IX-2) vérification des contraintes à l'ELS

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{250} = 0,08 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{14,36}{20 \times 16,88} = 0,043 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

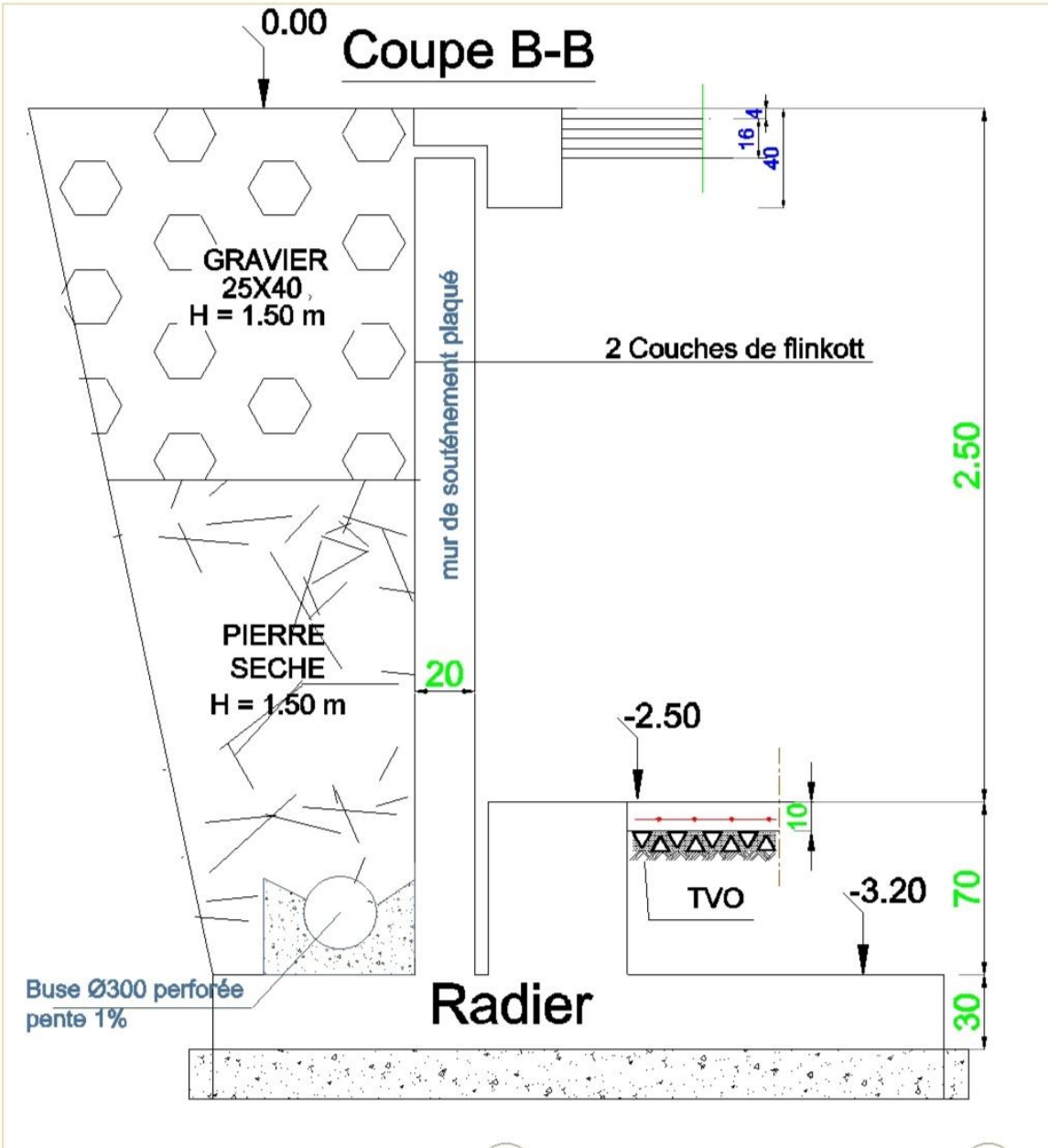
$$\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 17,5} = 0,0018 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion:

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**
 - **En travée : 4HA10** avec un espacement de **25 cm.**
 - **Aux appuis: 4HA10** avec un espacement de **25 cm.**



Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Cette expérience nous a obligé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

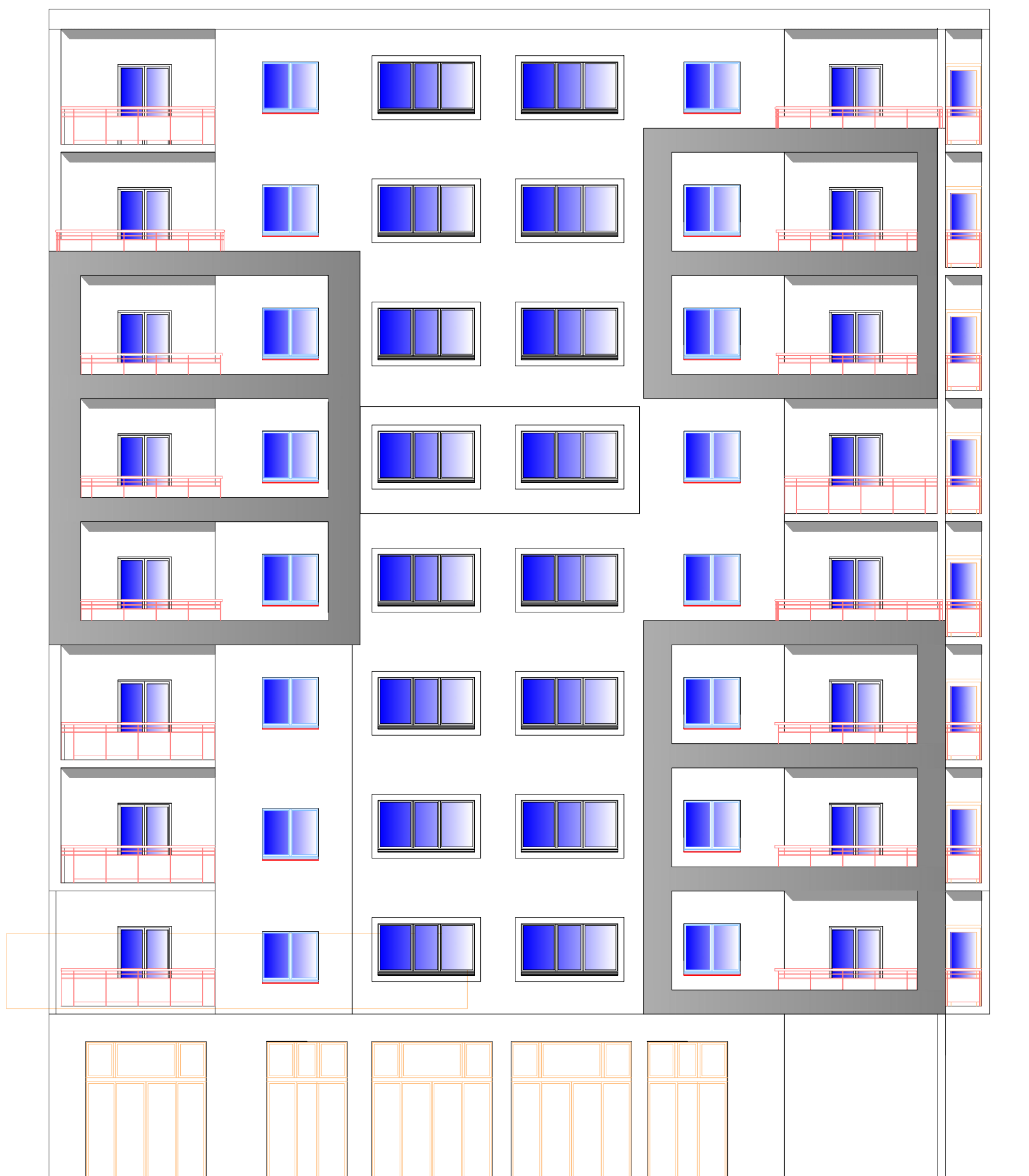
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7.0 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- .
- [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

BLOC A



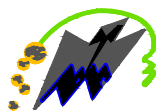
FACADE PRINCIPALE

Dossier : Architecture

Désignation : Façade principale

Echelle : 1/50

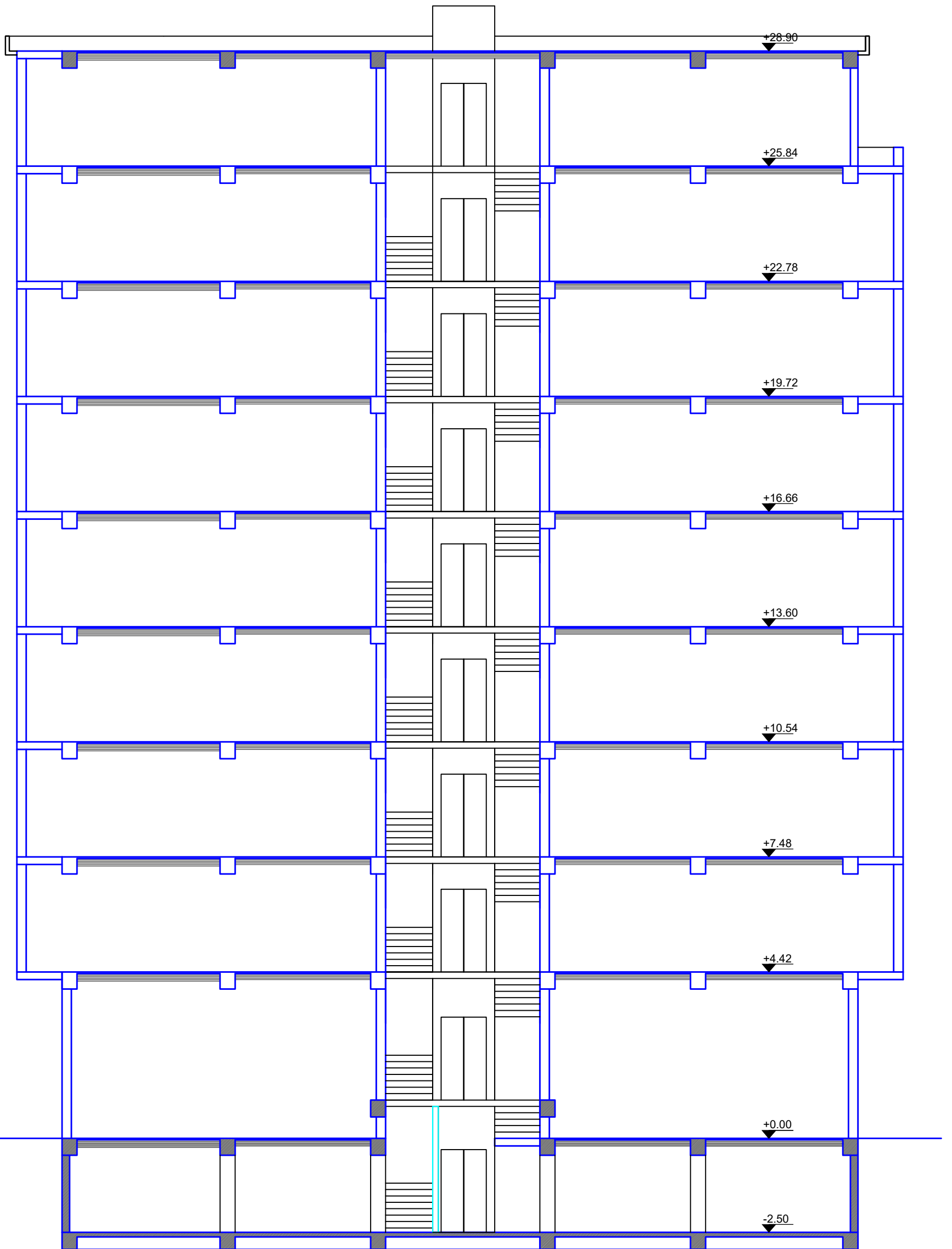
Planche N°01



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour
LOUNES Aghilas

Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023

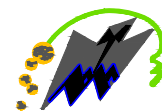


COUPE AA

Dossier : Architecture
 Désignation : Coupe transversale

Echelle : 1/50

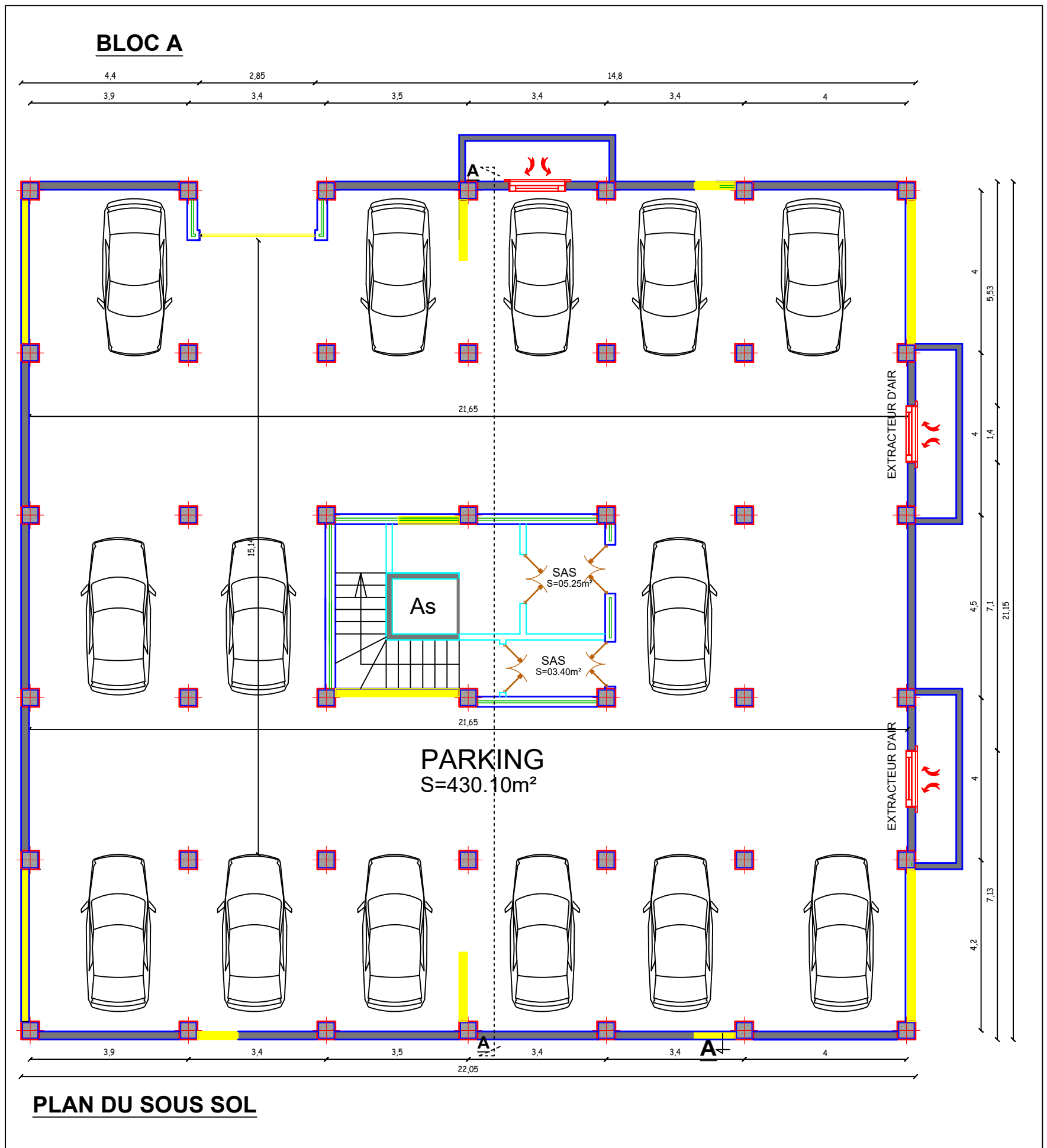
Planche N°02



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour
 LOUNES Aghilas

Encadreur : Mme. HERMIME
 Promotion : © 2023

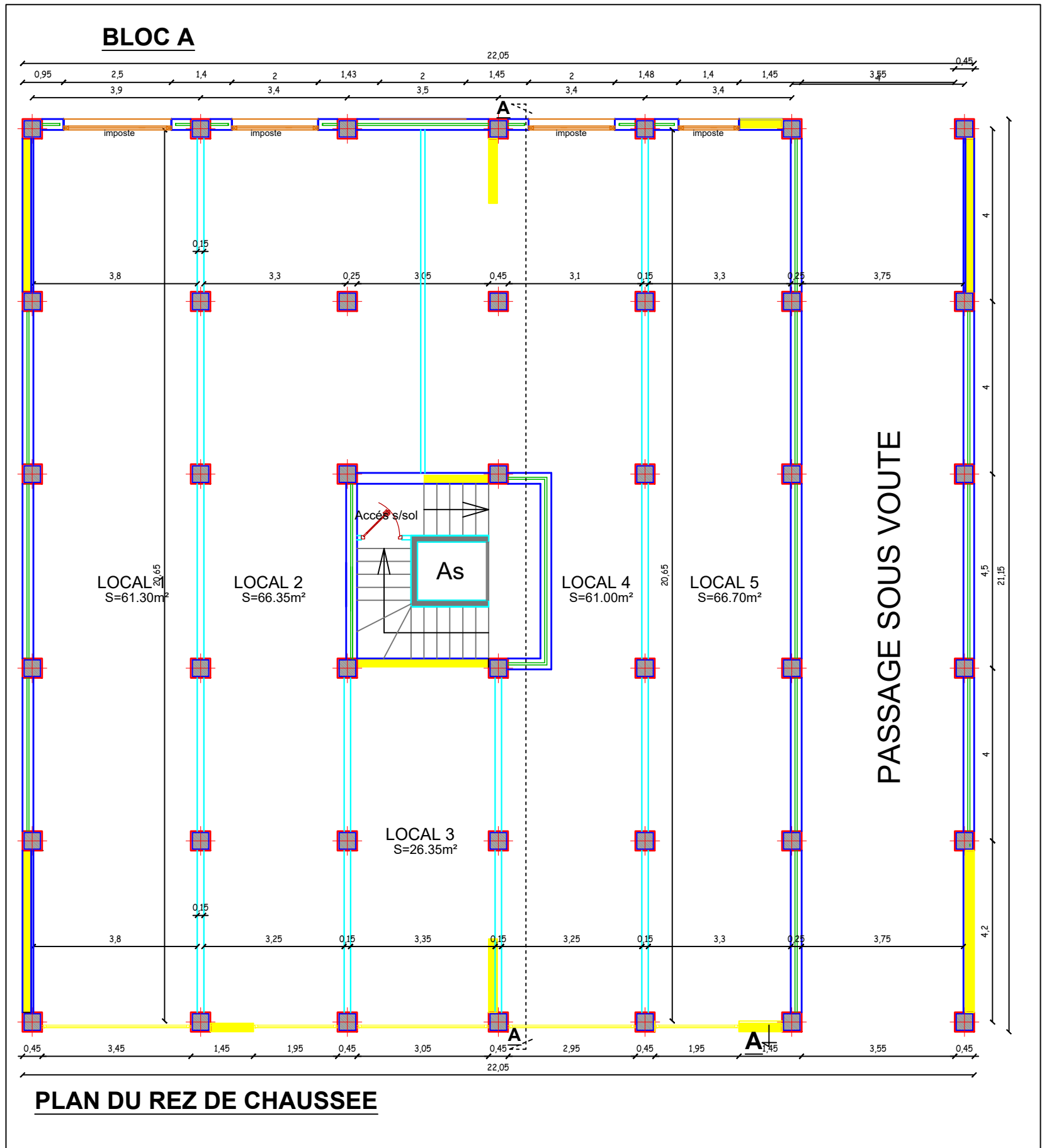


Dossier : Architecture
 Désignation : Plan du sous sol

Echelle : 1/50
 Planche N°03

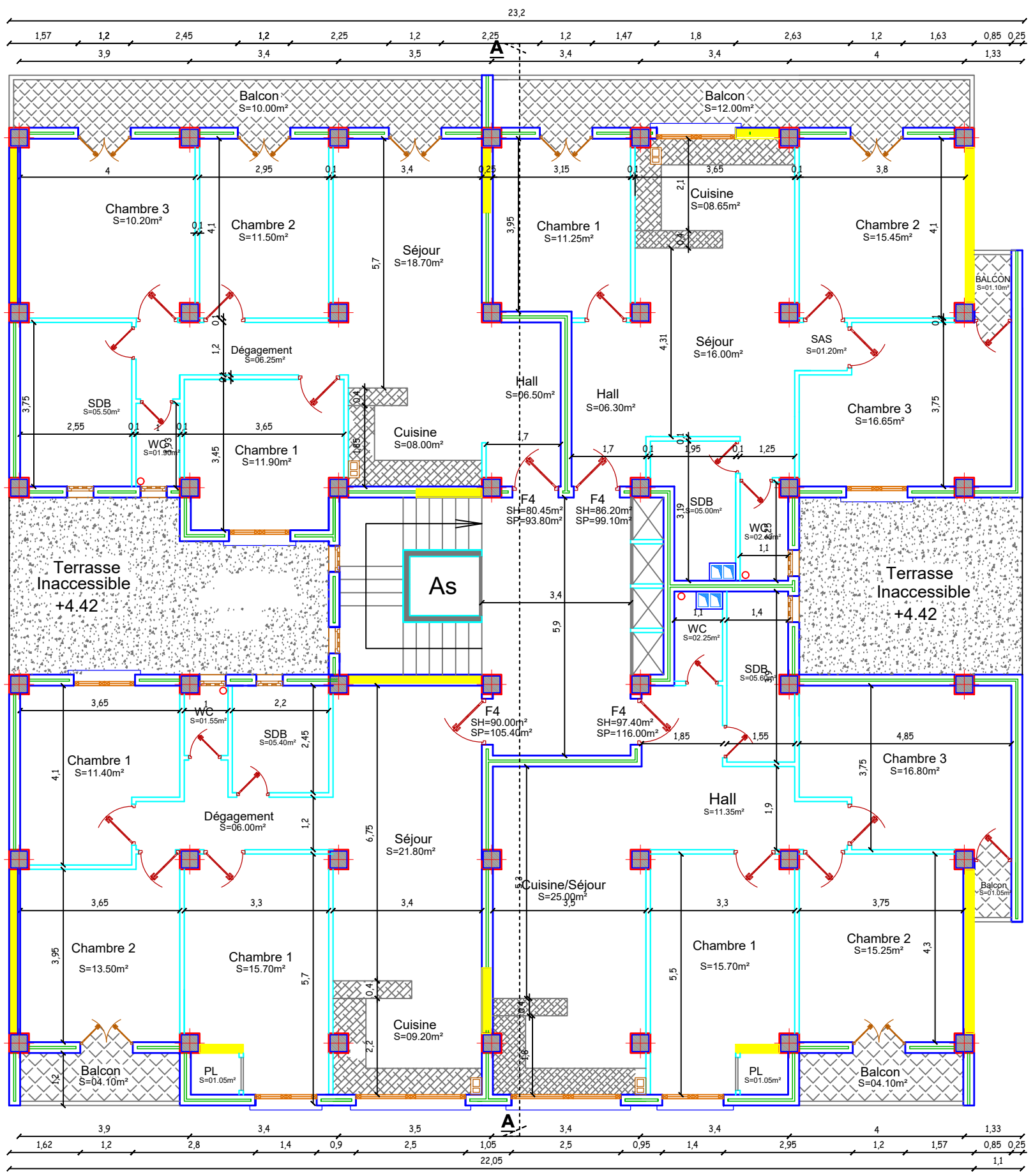

 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour
 LOUNES Aghilas
 Encadreur : Mme. HERMIME
 Promotion : © 2023



Dossier : Architecture		Echelle : 1/50
Désignation : Plan du Rez de chaussée		Planche N°04
 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	OUKACI Abdenour LOUNES Aghilas	
	Encadreur : Mme. HERMIME	
	Promotion : © 2023	

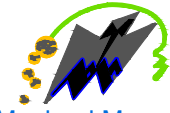
BLOC A



PLAN DU 8eme ETAGE

Dossier : Architecture
 Désignation : Plan de l'étage 8

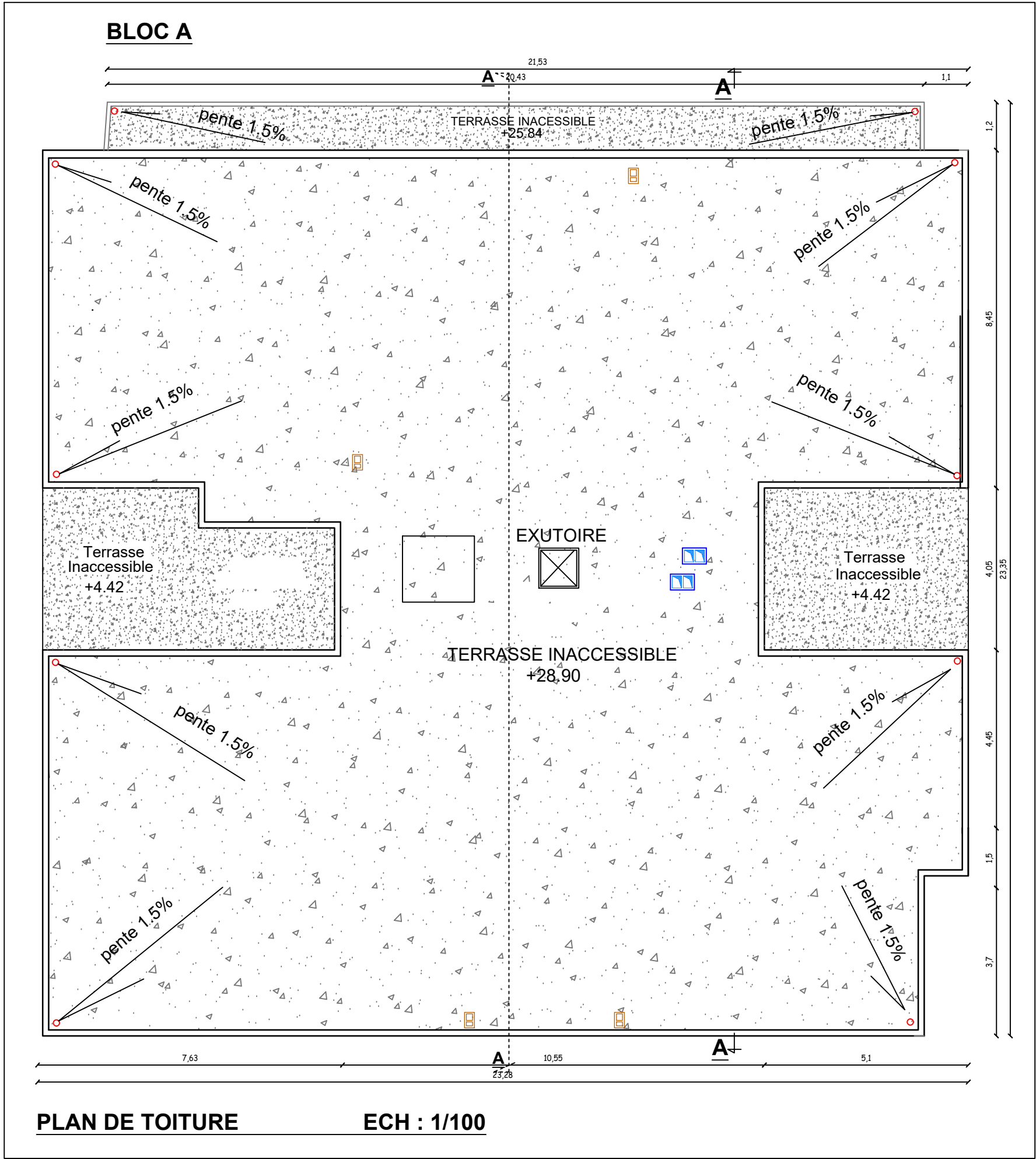
Echelle : 1/50
 Planche N°06



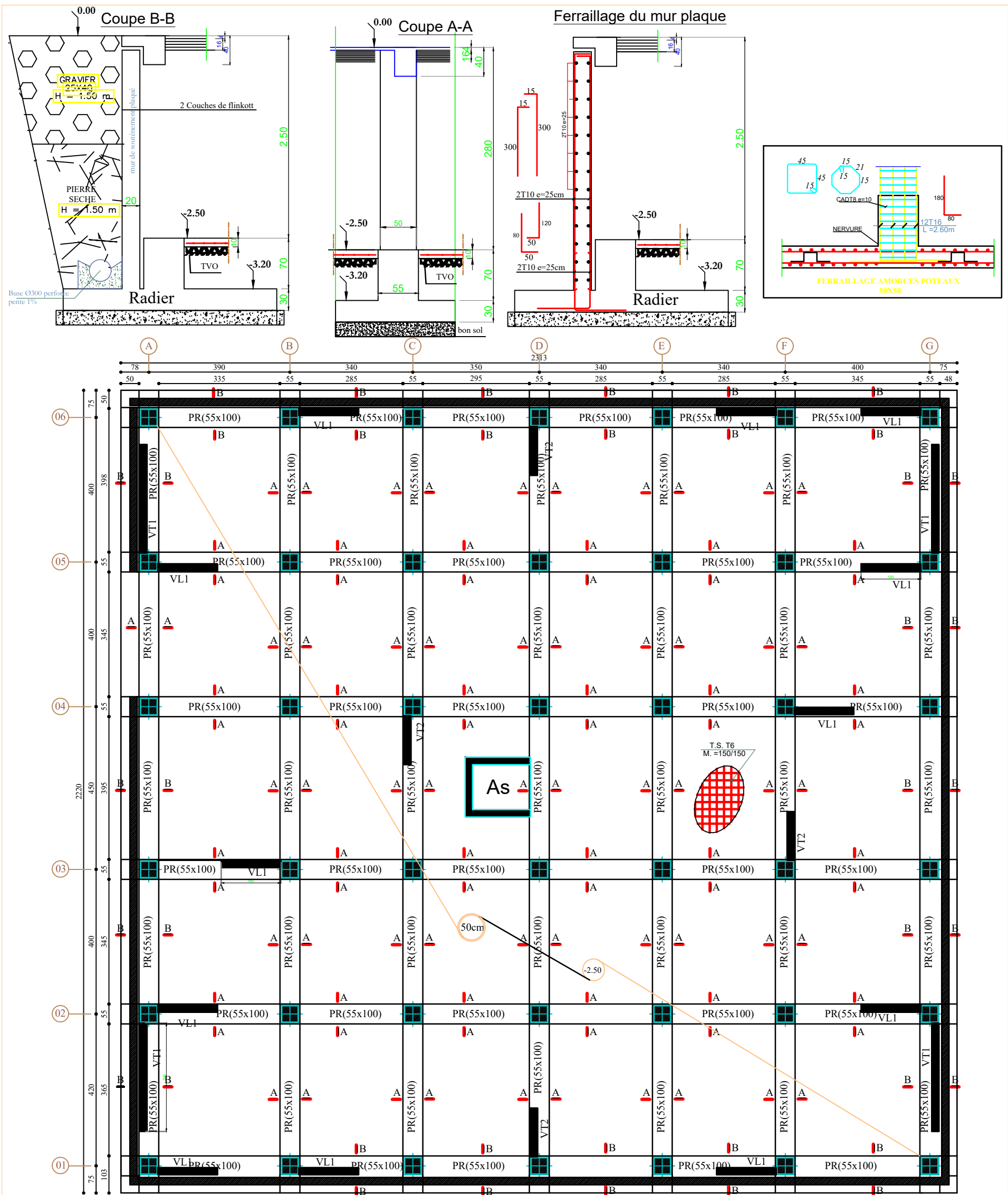
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour
 LOUNES Aghilas

Encadreur : Mme. HERMIME
 Promotion : © 2023



Dossier : Architecture		Echelle : 1/50
Désignation : Plan de toiture		Planche N°07
 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	OUKACI Abdenour LOUNES Aghilas	
	Encadreur : Mme. HERMIME	
	Promotion : © 2023	



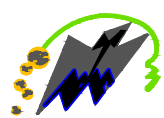
Dossier : Génie Civil

Désignation : Coffrage du Rez-de-chaussée

Niveau : 0.00 m

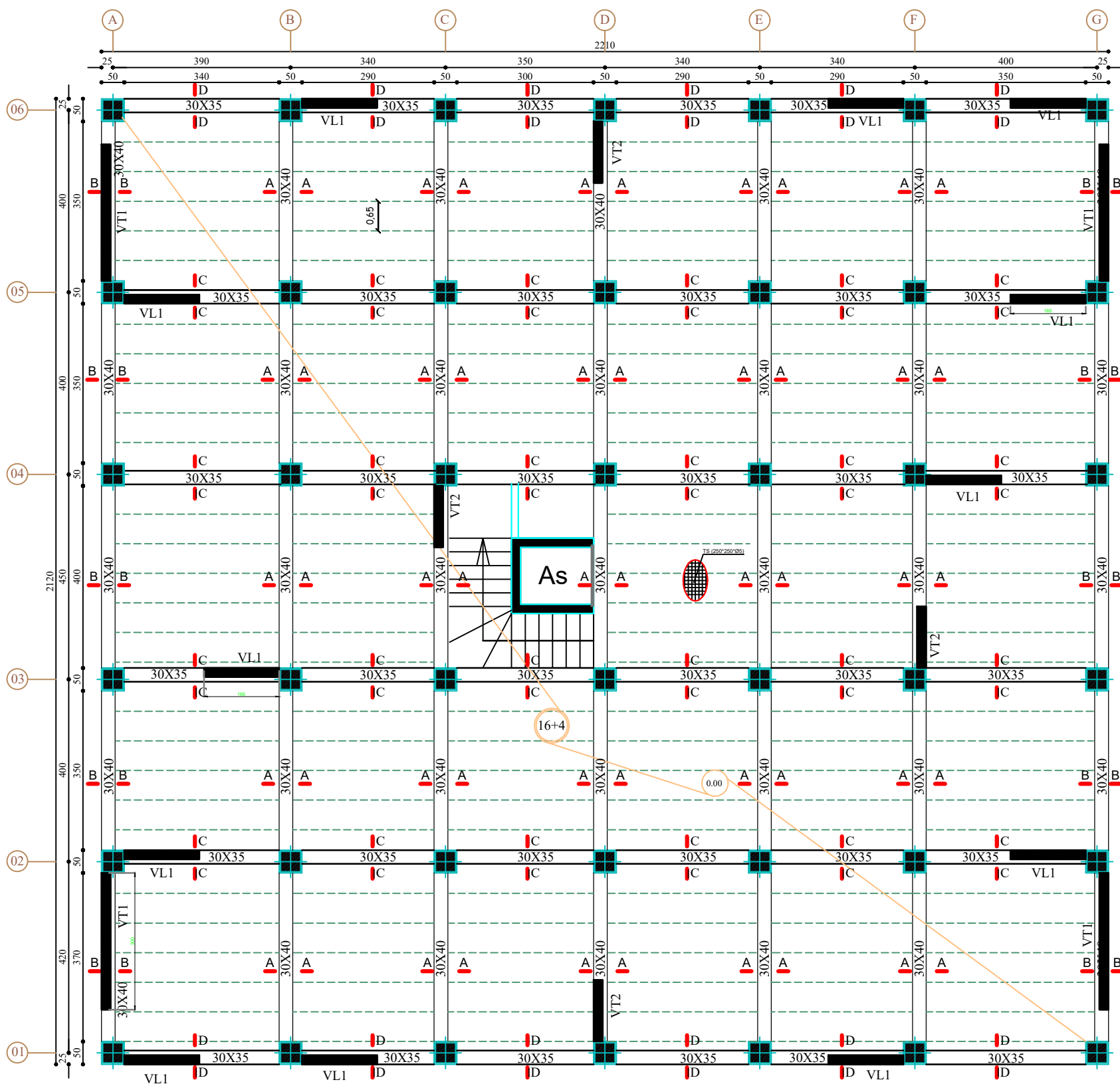
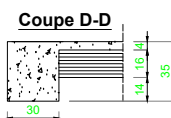
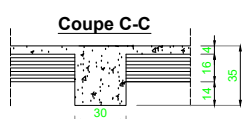
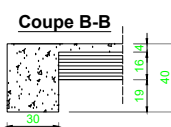
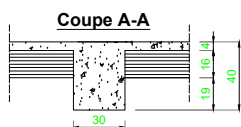
Echelle : 1/50
1/20

Planche N°10



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023



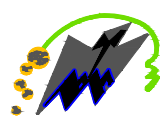
Dossier : Génie Civil

Désignation : Coffrage du Rez-de-chaussée

Niveau : 0.00 m

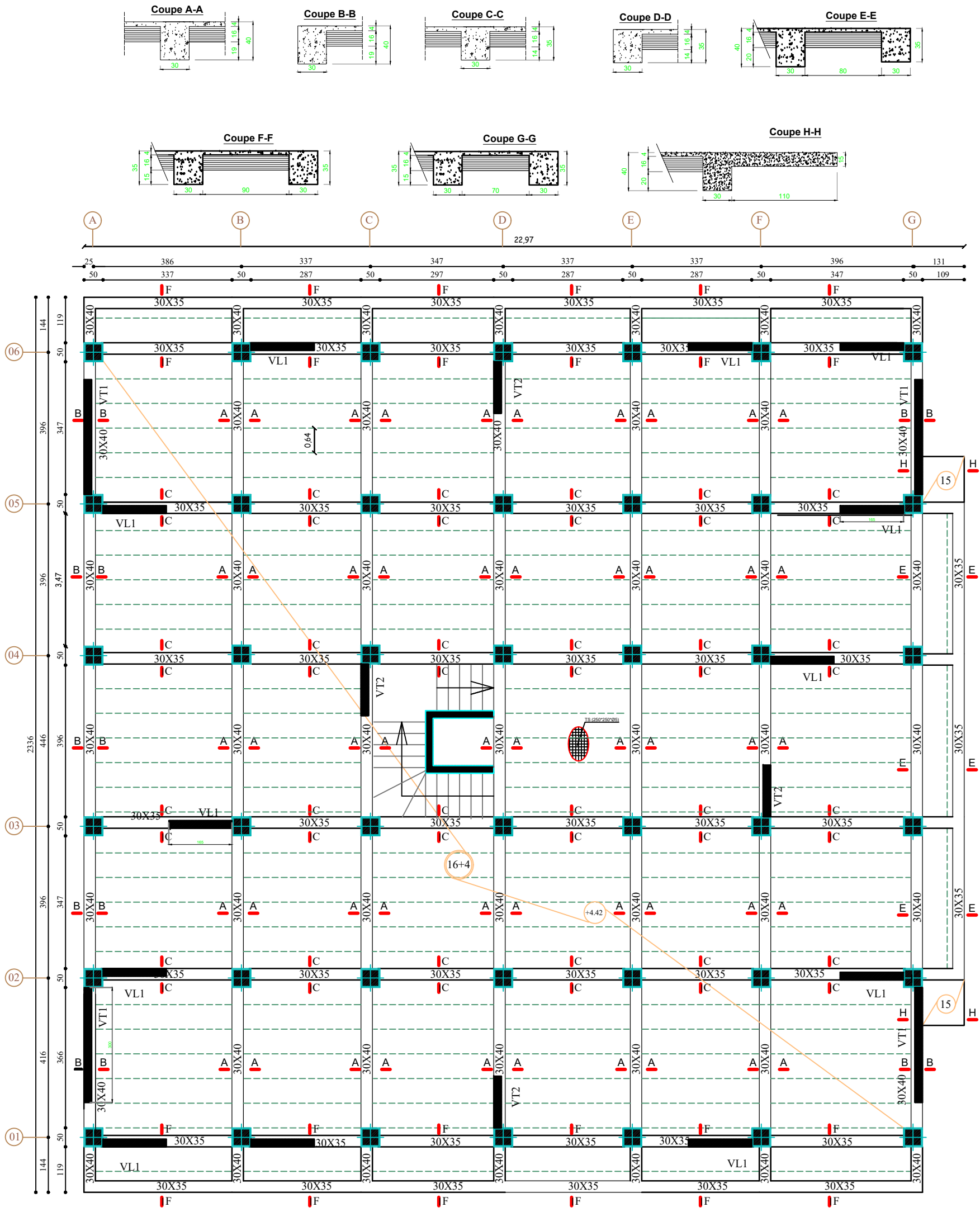
Echelle : 1/50
1/20

Planche N°01



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023



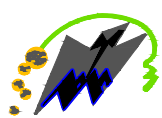
Dossier : Génie Civil

Désignation : Plans Etages Courants

Niveaux : +4.42 m

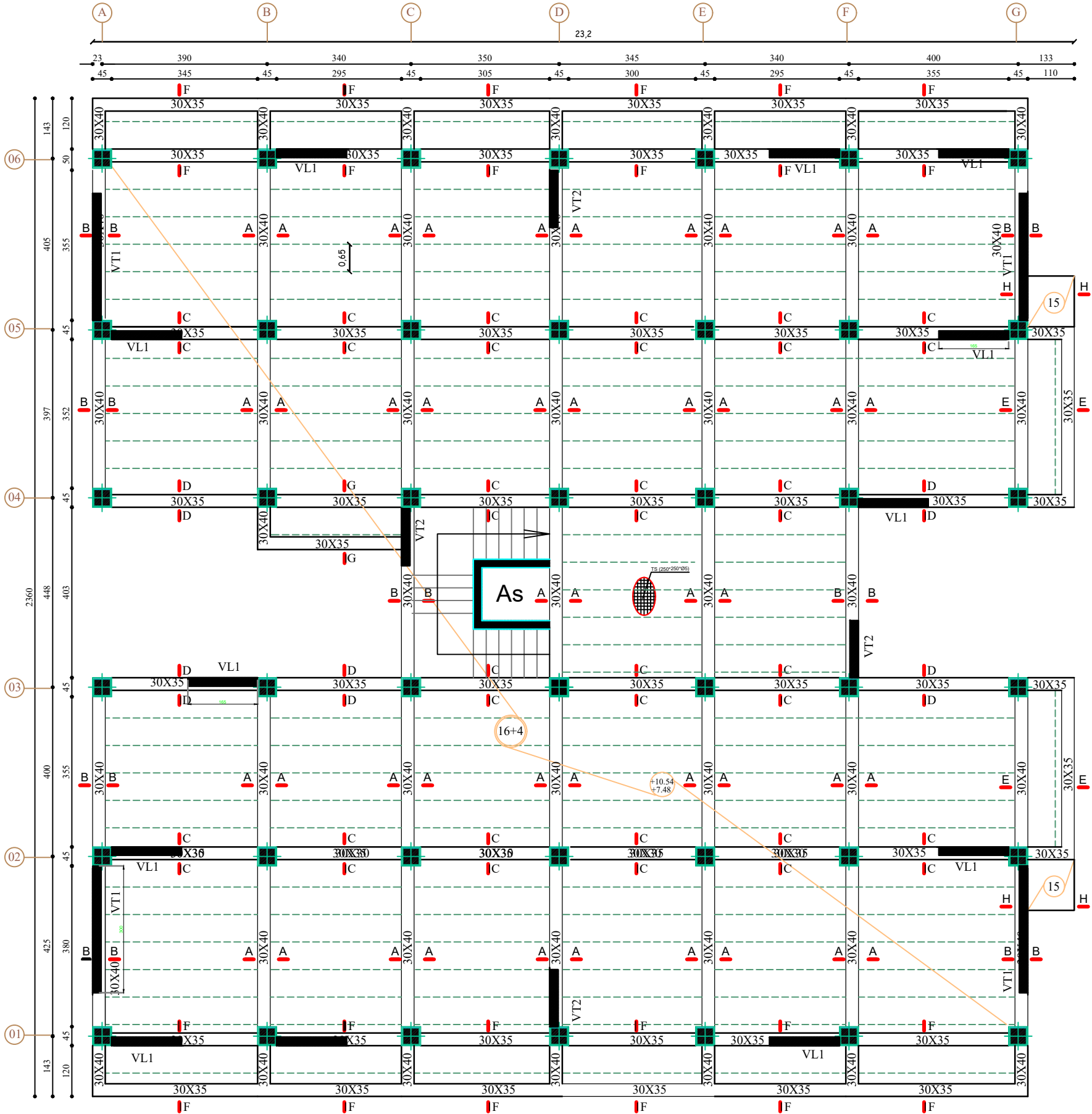
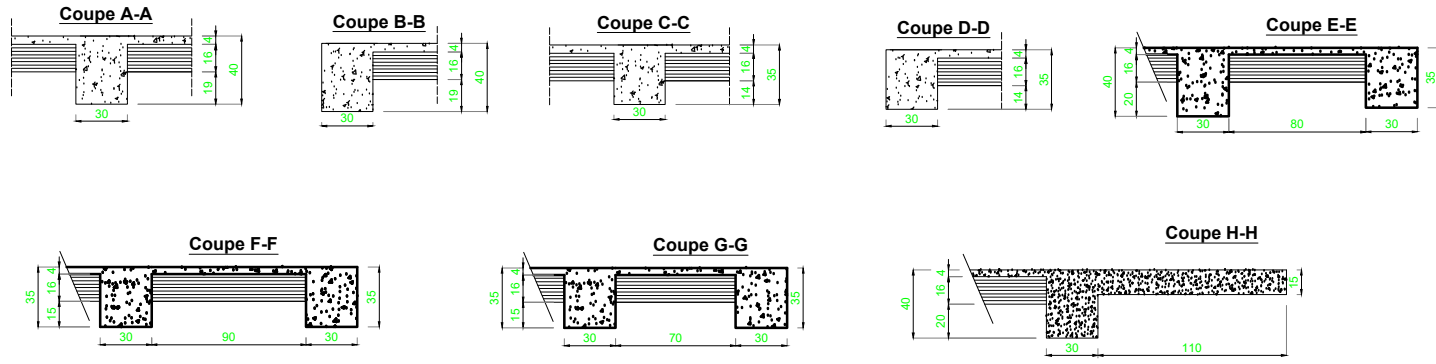
Echelle : 1/50
1/20

Planche N°02



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023



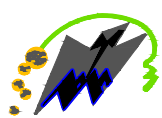
Dossier : Génie Civil

Désignation : Plans Etages Courants

Niveaux : +7.48 m ; 10.54.

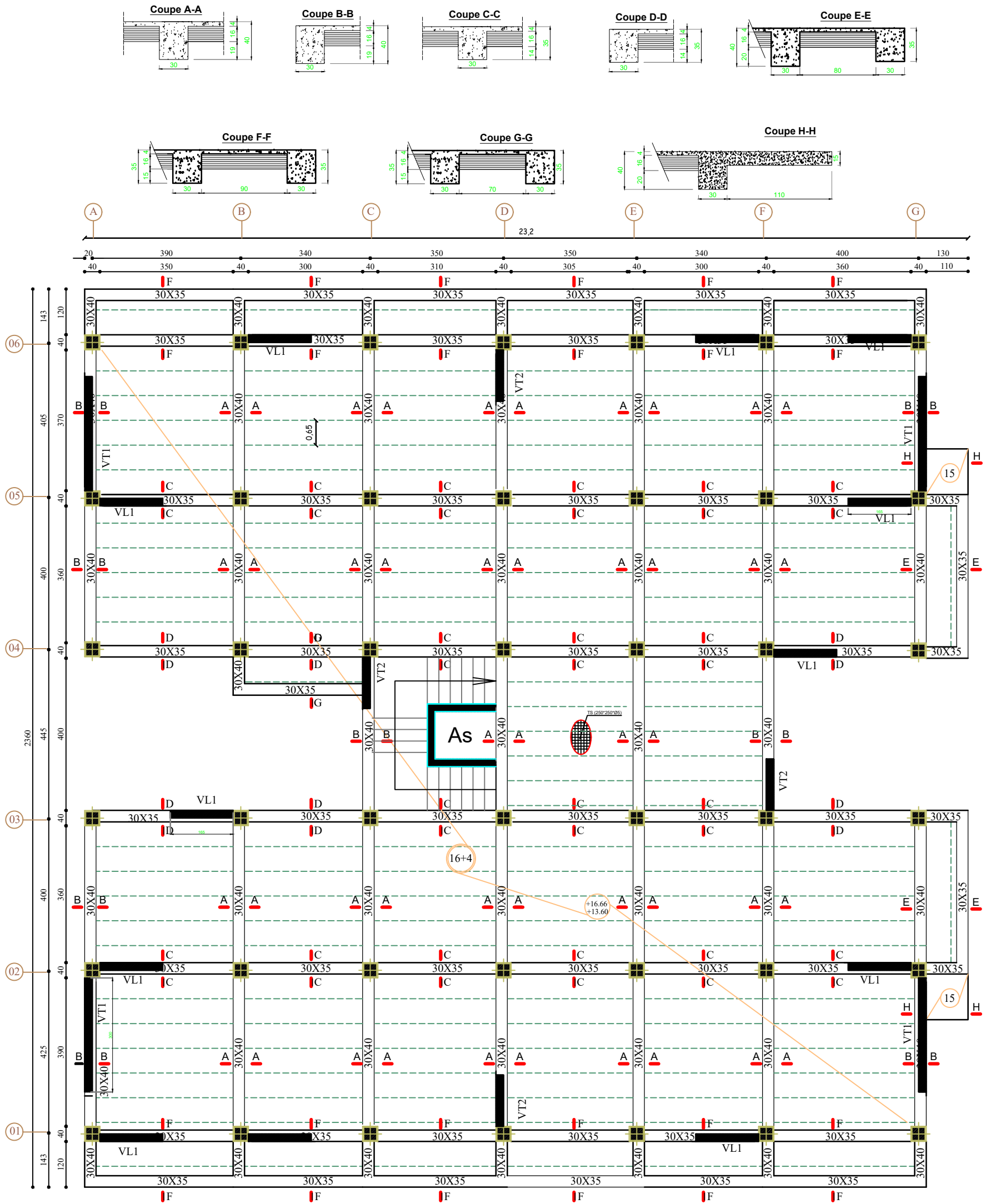
Echelle : 1/50
1/20

Planche N°03



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023



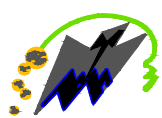
Dossier : Génie Civil

Désignation : Plans Etages Courants

Niveaux : +13.60 m ; 16.66.

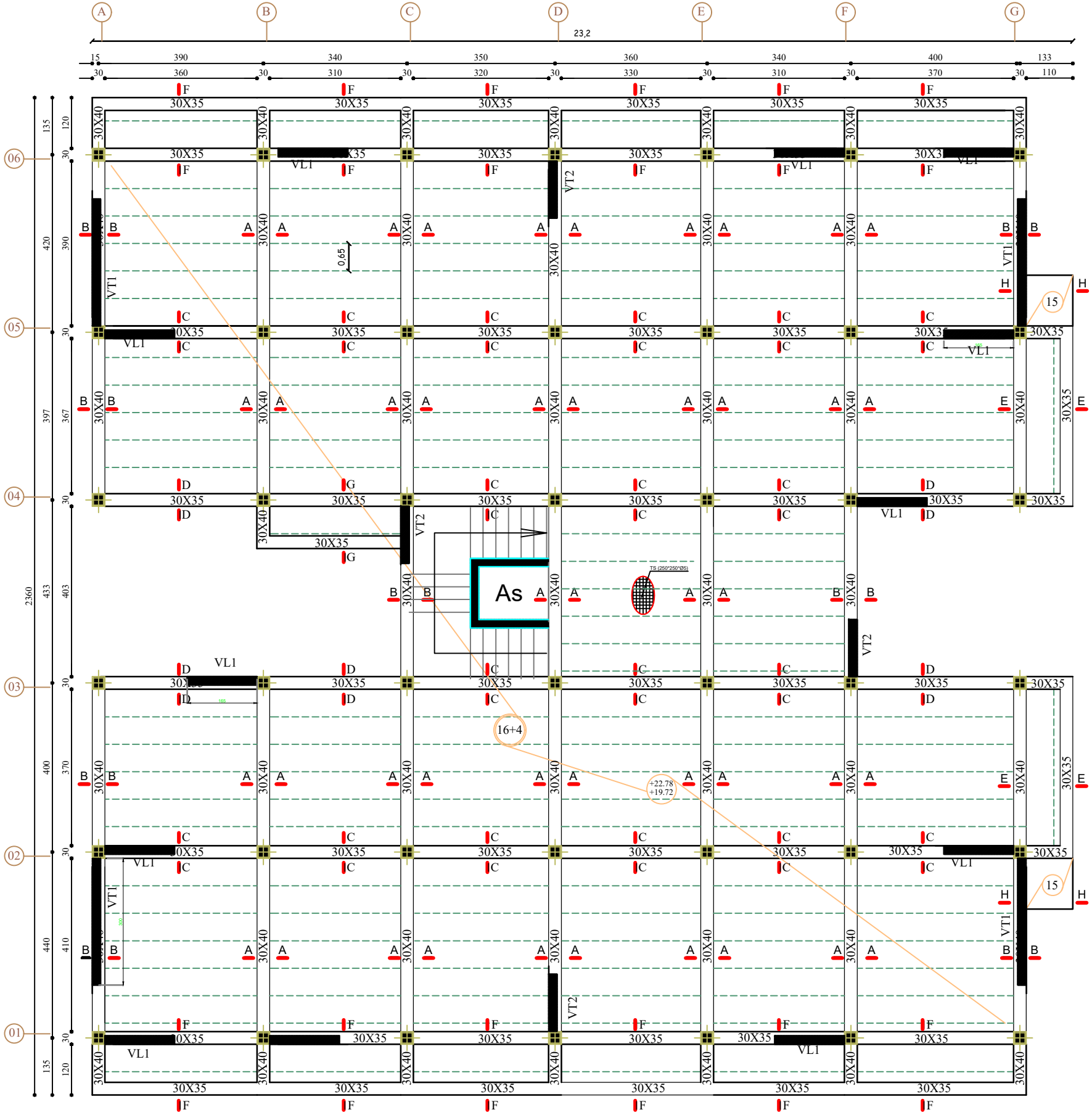
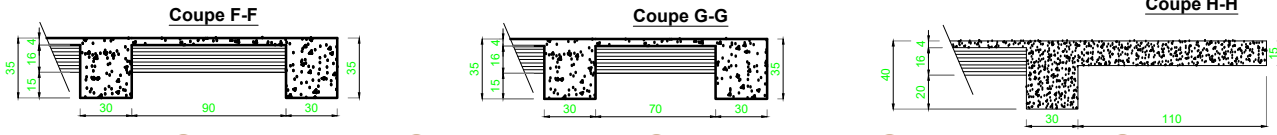
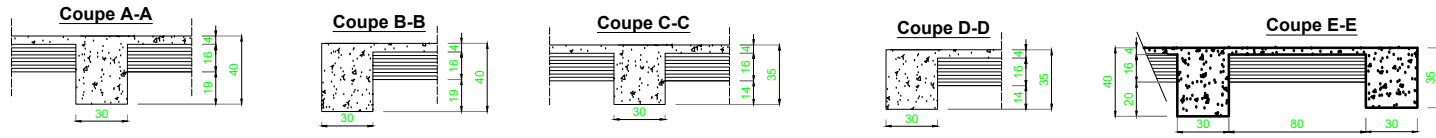
Echelle : 1/50
1/20

Planche N°04



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023



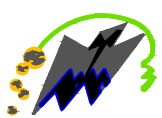
Dossier : Génie Civil

Désignation : Plans Etages Courants

Niveaux : +19.72 m ; 22.78.

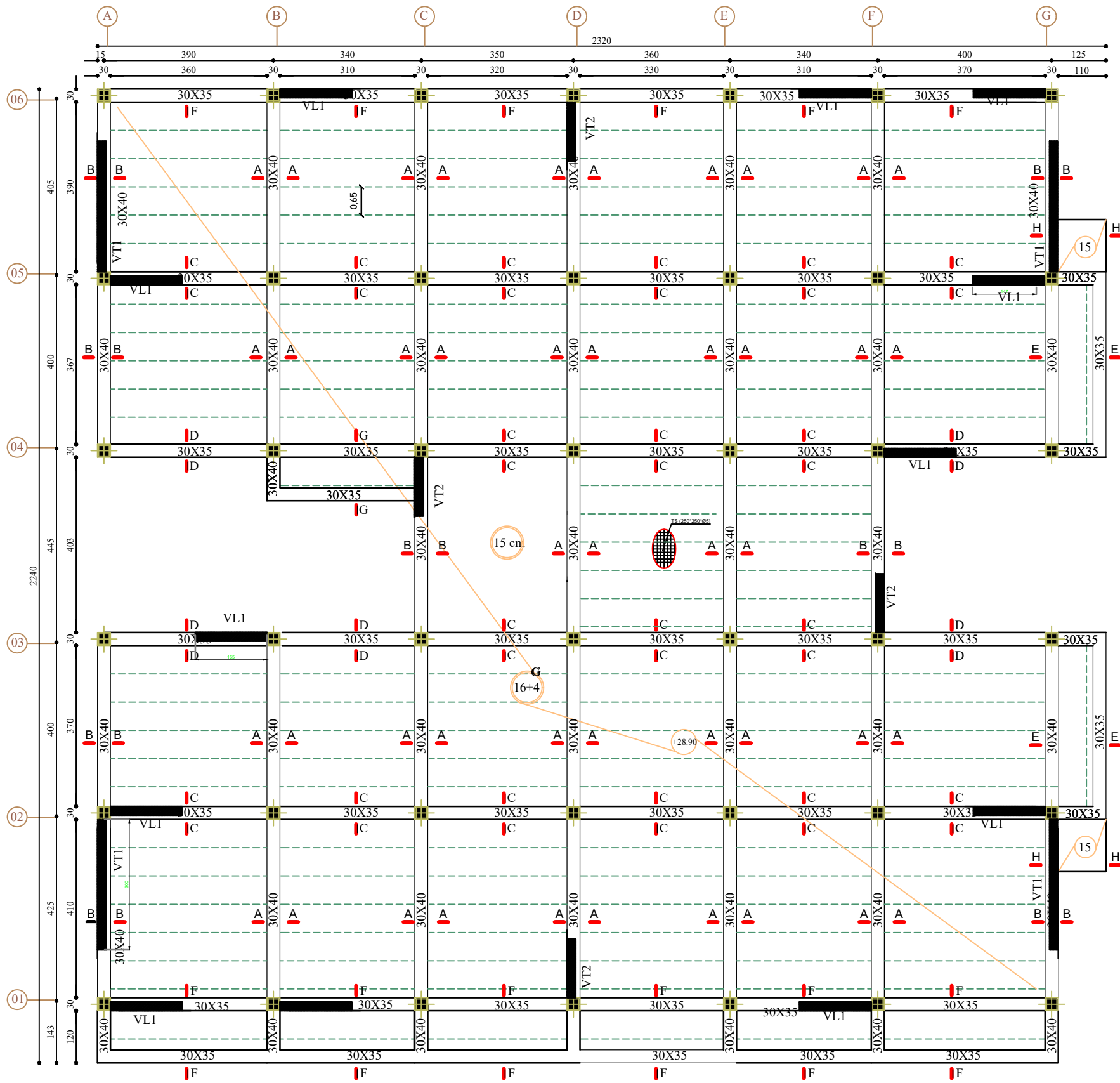
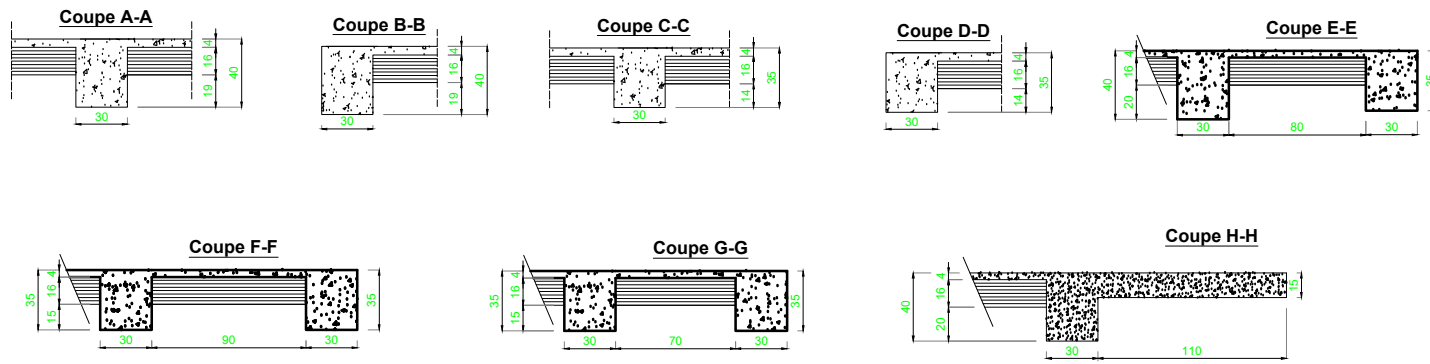
Echelle : 1/50
1/20

Planche N°06



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
 Encadreur : Mme. HERMIME
 Promotion : © 2023



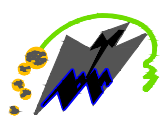
Dossier : Génie Civil

Désignation : Plans Etages Courants

Niveaux : +28.90 m .

Echelle : 1/50
1/20

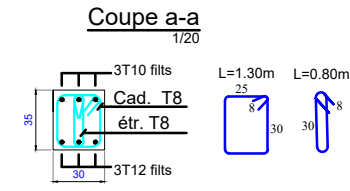
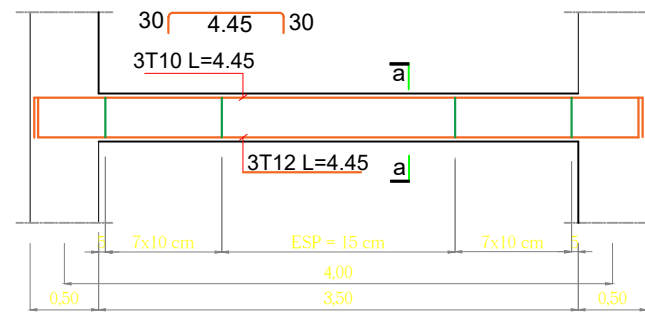
Planche N°07



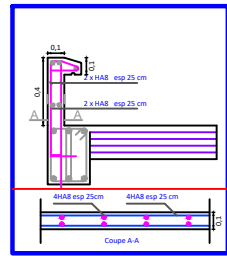
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023

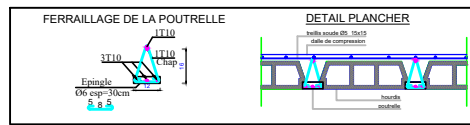
POUTRES DE CHAINAGE



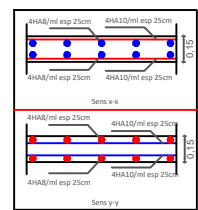
Ferrailage de la poutre de chainage



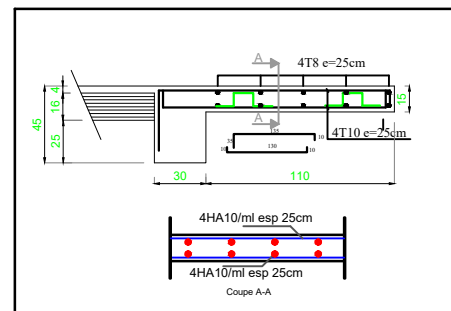
Ferrailage de l'escalère



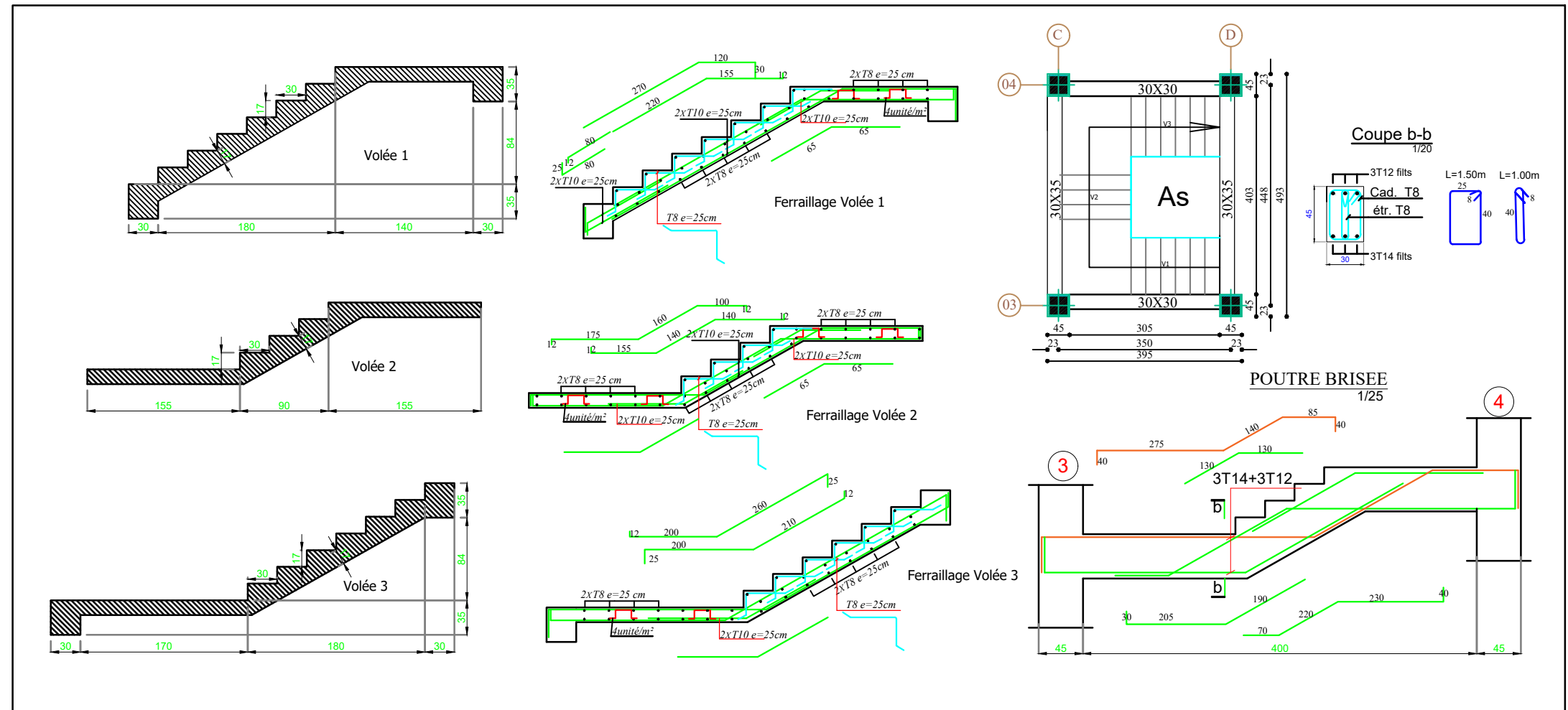
Ferrailage du plancher



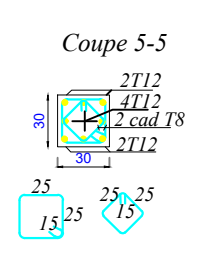
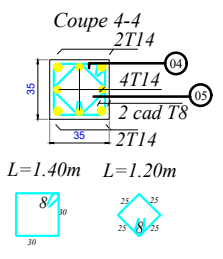
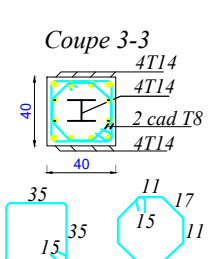
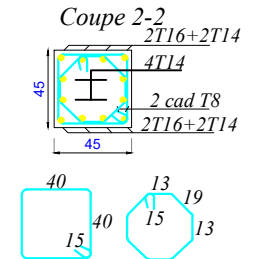
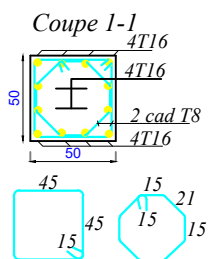
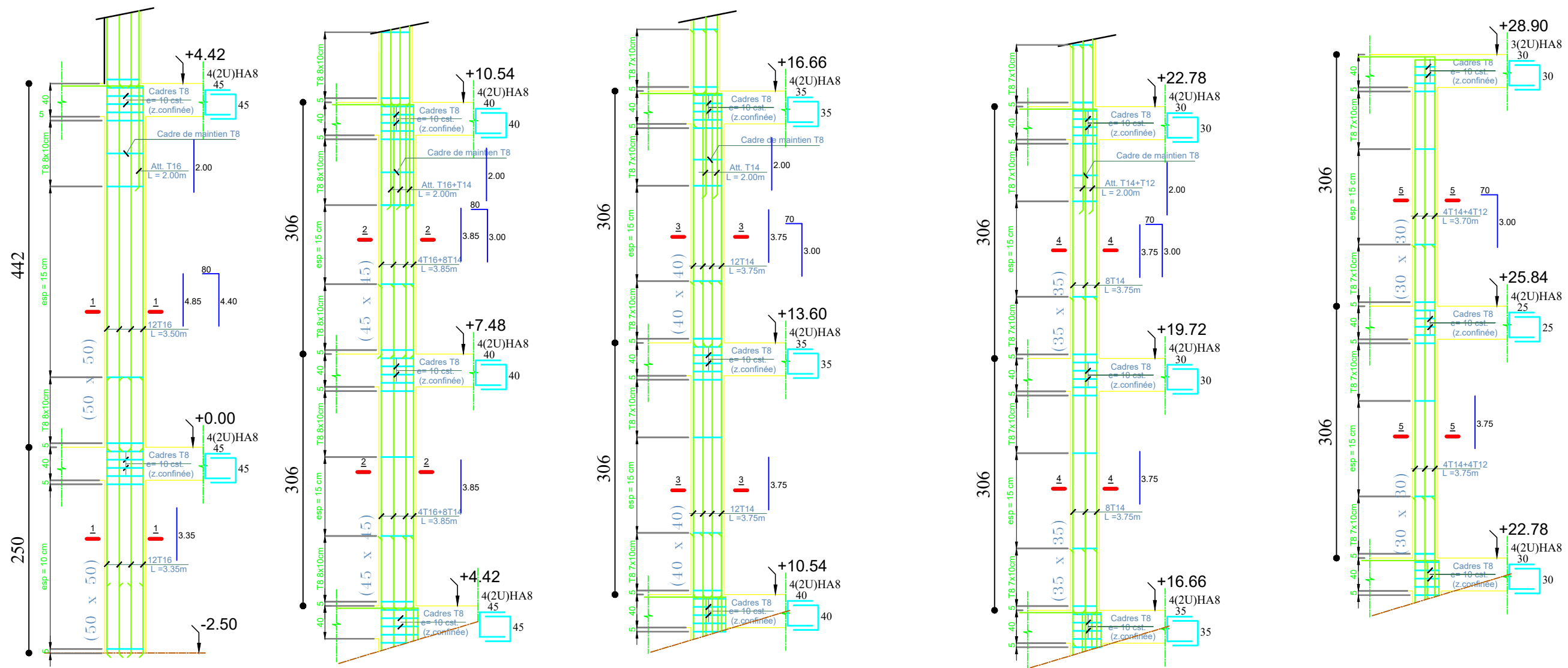
Ferrailage de la salle machine



Ferrailage du balcon



Ferrailage de l'escalier d'étage courant



NOTA : ASSURER UN RECOUVREMENT DE 40 Ø



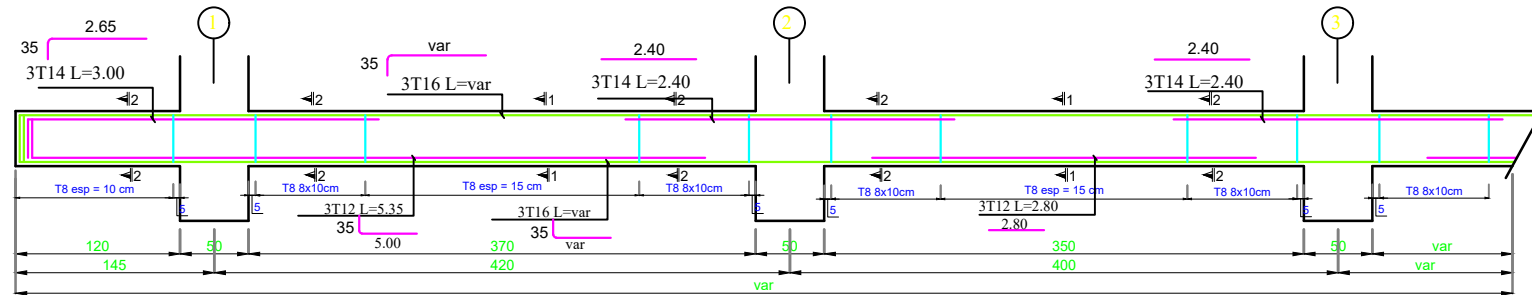
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
 Encadreur : Mme. HERMIME
 Promotion : © 2023

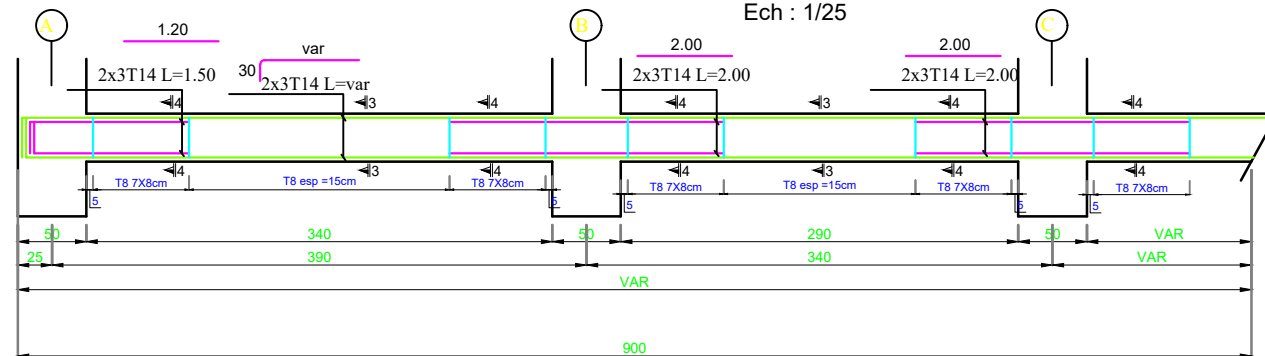
Dossier : Génie Civil
 Désignation : Ferrailage des poteaux

Echelle : 1/25 ;
 1/20
 Planche N°08

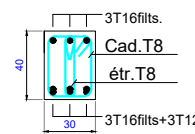
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
Ech : 1/25



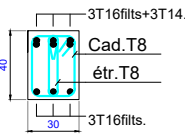
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
Ech : 1/25



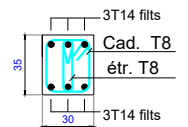
Coupe 3-3



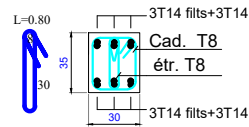
Coupe 4-4



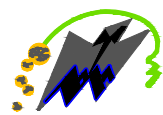
Coupe 1-1



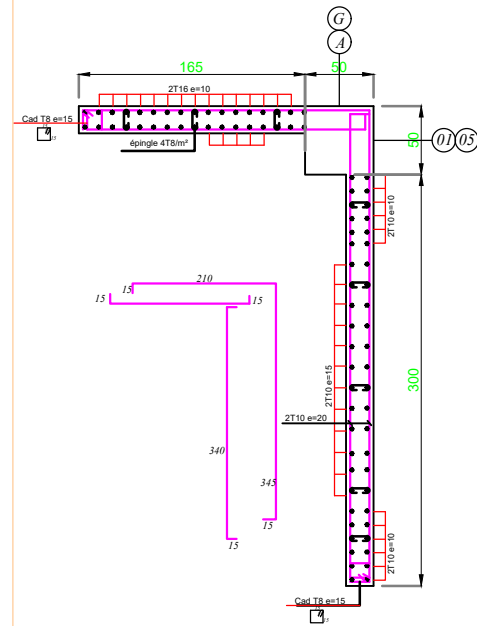
Coupe 2-2



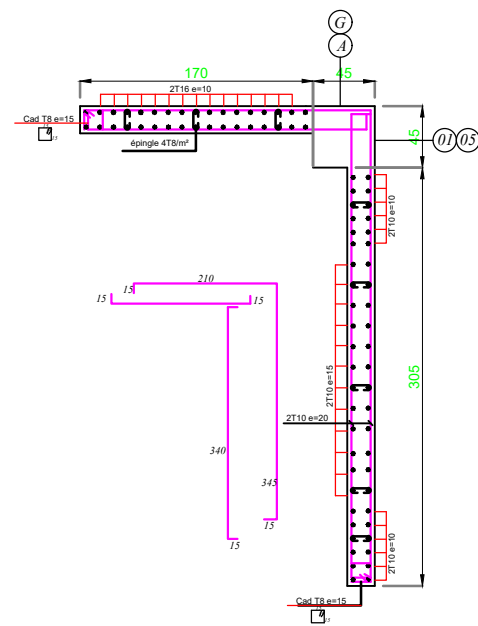
NOTA : ASSURER UN RECOUVREMENT DE $40 \varnothing$
Le recouvrement des armatures des poutres secondaires se fera au milieu de la travée, tandis que pour les poutres principales, la nappe supérieure sera positionnée au milieu de la travée, et la nappe inférieure sera placée au niveau des poteaux.



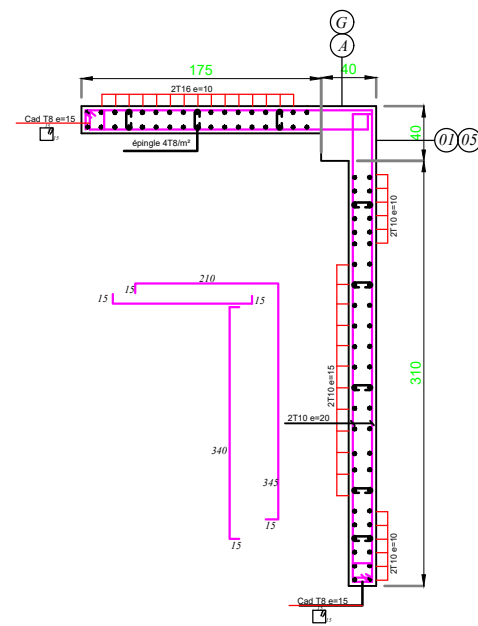
FERRAILLAGE DU VOILE VL1/VT1 DU NIV -2.50 AU NIV +4.42



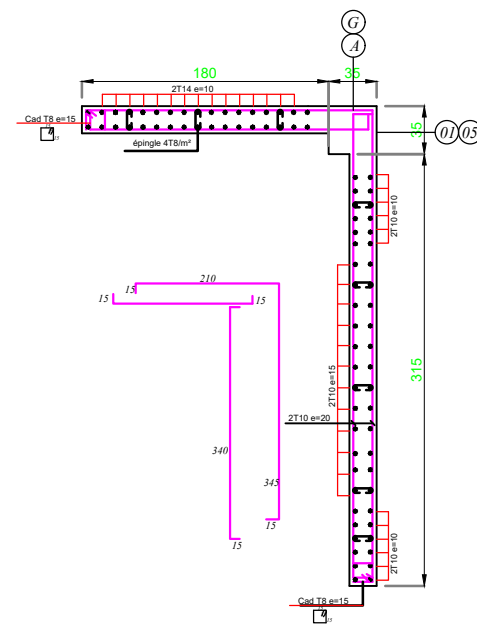
FERRAILLAGE DU VOILE VL1/VT1 DU NIV +4.42 AU NIV +10.54



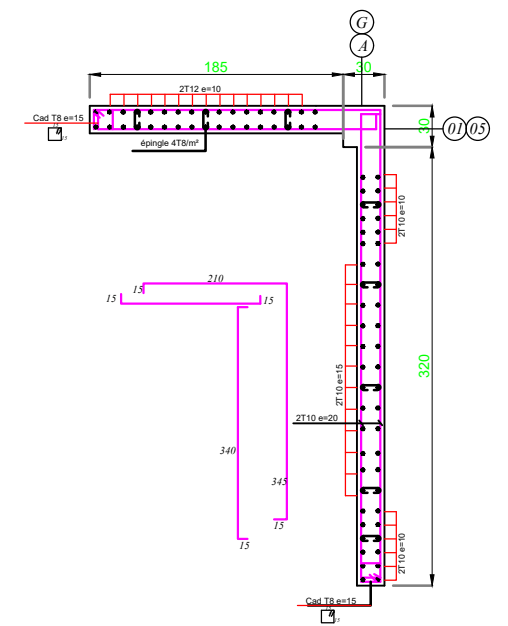
FERRAILLAGE DU VOILE VL1/VT1 DU NIV +10.54 AU NIV +16.66



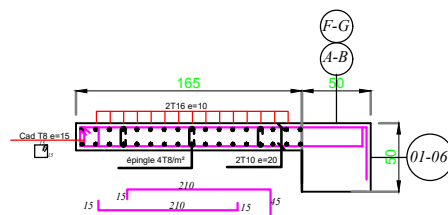
FERRAILLAGE DU VOILE VL1/VT1 DU NIV +16.66 AU NIV +22.78



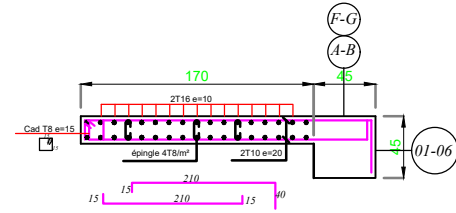
FERRAILLAGE DU VOILE VL1/VT1 DU NIV +22.78 AU NIV +28.90



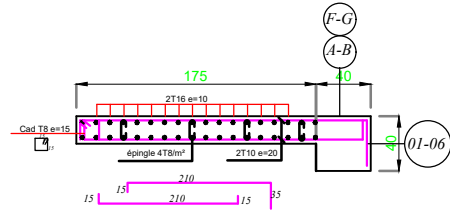
FERRAILLAGE DU VOILE VL1 DU NIV -2.50 AU NIV +4.42



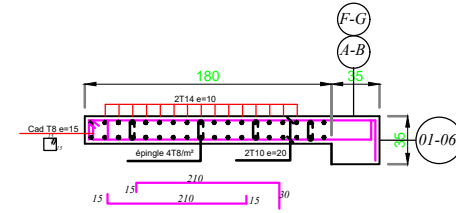
FERRAILLAGE DU VOILE VL1 DU NIV +4.42 AU NIV +10.54



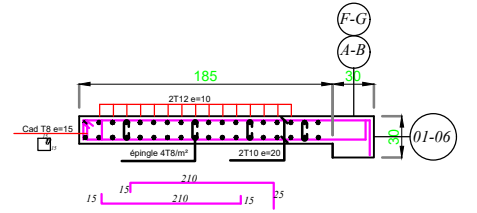
FERRAILLAGE DU VOILE VL1 DU NIV +10.54 AU NIV +16.66



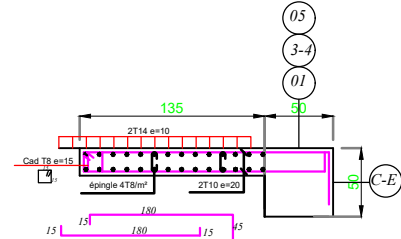
FERRAILLAGE DU VOILE VL1 DU NIV +16.66 AU NIV +22.78



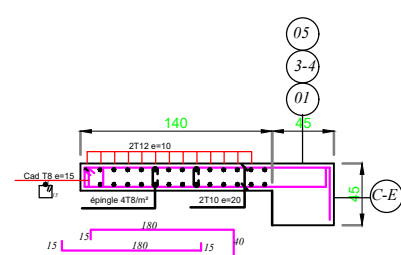
FERRAILLAGE DU VOILE VL1 DU NIV +22.78 AU NIV +28.90



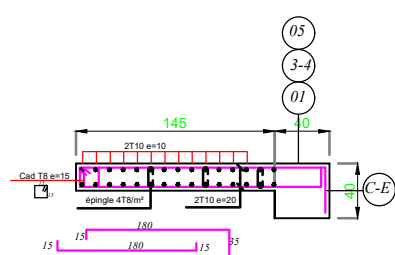
FERRAILLAGE DU VOILE VT2 DU NIV -2.50 AU NIV +4.42



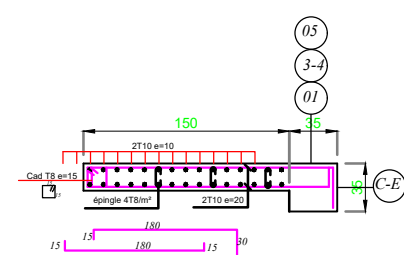
FERRAILLAGE DU VOILE VT2 DU NIV +4.42 AU NIV +10.54



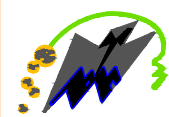
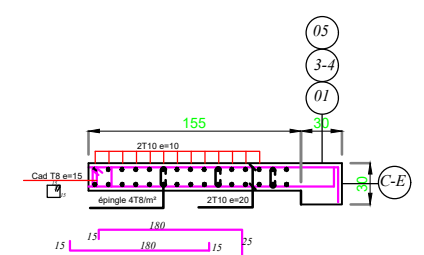
FERRAILLAGE DU VOILE VT2 DU NIV +10.54 AU NIV +16.66



FERRAILLAGE DU VOILE VT2 DU NIV +16.66 AU NIV +22.78



FERRAILLAGE DU VOILE VT2 DU NIV +22.78 AU NIV +28.90



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

OUKACI Abdenour & LOUNES Aghilas
Encadreur : Mme. HERMIME
Promotion : © 2023

Dossier : Génie Civil
Désignation : Ferrailage des voiles

Echelle : 1/25 ;
Planche N°11

