

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté de génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle



Réalisé par :

Mr LALMI SMAIL

Mr SFAIHI REZKI

Dirigé par :

Mr LOUZAI.A

Promotion : 2020/2021

Remerciement

Nous tenons à remercier

- Tout d'abord Dieu qui nous a donné la santé, le courage et la patience pour élaborer et finir ce travail à temps.
- Toutes personnes qui ont participées de près ou de loin à notre formation, parmi lesquelles nous tenons à citer nos parents, nos enseignants et plus particulièrement notre promoteur Mr Louzai. A pour sa patience sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.
- Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents.

Mon frère et mes sœurs.

Mes amis et tous ce qui ont très cher à moi.

Lalmi smail

Dédicaces

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenu moralement afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Mes chères sœurs et frères, je leur souhaite au passage beaucoup de bonheur et un avenir brillant.

A Tous mes amis.

Rezki Sfaihi

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Règlements utilisés.....	4
I.4. Les différents états limites.....	4
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.5.1. Le Béton	5
I.5.2. Les aciers.....	8
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	11
II.2. Les Planchers.....	11
II.2.1. Planchers en corps creux.....	11
II.3. Les poutres.....	11
II.3.1. Poutres principales.....	12
II.3.2. Poutres secondaires.....	12
II.4. Les voiles.....	13
II.5. Les poteaux.....	14
CHAPITRE III : Calcul des éléments non-structuraux	
III.1. L'Acrotère.....	22
III.1.1. Introduction.....	22
III.1.2. Définition de L'acrotère.....	22
III.1.3. Calcul des sollicitations.....	22
III.1.4. Combinaison de charge.....	23
III.1.5. Le Ferrailage.....	23
III.1.6. Vérification à l'ELU.....	25
III.1.7. Vérification à l'ELS.....	27
III.2. Les Planchers.....	29
III.2.1. Introduction.....	29
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	29
III.2.3. Etude de la poutrelle.....	30
III.2.4. Ferrailage à l'ELU.....	30
III.3. Les balcons.....	49
III.3.1. Introduction.....	49
III.3.2. Dimensionnement.....	49
III.3.2.1. Détermination des charges.....	49
III.3.2.2. Combinaison des charges.....	50
III.3.2.3. Ferrailage.....	52
III.3.2.4. Vérification à l'ELU.....	52
III.3.2.5. Vérification à l'ELS.....	54
III.4. La dalle salle machine.....	56

III.4.1. Définition.....	56
III.4.2. Pré-dimensionnement.....	56
III.4.3. Calcul des moments.....	57
III.4.4. Le ferrailage.....	59
III.4.5. Vérification à l'ELU.....	60
III.4.6. Vérification à l'ELS.....	61
III.4.7. Schéma de ferrailage.....	64
III.5. Les escaliers.....	65
III.5.1. Définition.....	65
III.5.2 définition d'ordres fonctionnels et caractéristiques géométriques...	65
III.5.3. Pré-dimensionnement de l'escalier de RDC.....	66
III.5.4. Pré-dimensionnement de l'escalier d'étage courant.....	83
Conclusion.....	98
III.6. Poutre palière.....	99
III.6.1. La poutre palière du RDC (brisée).....	99
III.6.2 Etude de la poutre palière de l'étage courant (droite).....	114
III.7. Plancher en dalle pleine.....	123
III.7.1. Introduction.....	123
III.7.2. Dimensionnement.....	123
III.7.3. Détermination des charges.....	123
III.7.4. Calcul des sollicitations.....	123
III.7.5. Vérification à l'ELU.....	126
III.7.6. Vérification à l'ELS.....	130

CHAPITRE IV: Modélisation et vérifications.

Introduction.....	134
IV.1. Principe de la MEF.....	134
IV.2. Présentation de logiciel ETABS.....	134
IV.3. Objectif de l'étude dynamique.....	134
IV.4. Manuel d'utilisation de l'ETABS.....	135
IV.5. Vérifications des conditions du RPA.....	149
IV.5.1. Vérification de la période.....	149
IV.5.2. Détermination de système de contreventement.....	150
IV.5.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	155
IV.5.4. Vérification des déplacements relatifs.....	161
IV.5.5. Vérification de l'excentricité.....	162
IV.5.6. Vérification de l'effet P-Delta.....	163
IV.5.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	165

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments.

V.1. Ferrailage des poteaux.....	167
V.1.1. Introduction.....	167
V.1.2. Recommandations et exigences du RPA99/V2003.....	167
V.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	168
V.1.4. Armatures transversales.....	175
V.1.4.1. Diamètre des armatures transversales.....	177
V.1.4.2. Espacement des armatures transversales.....	177
V.1.5. Vérification à l'ELS.....	183

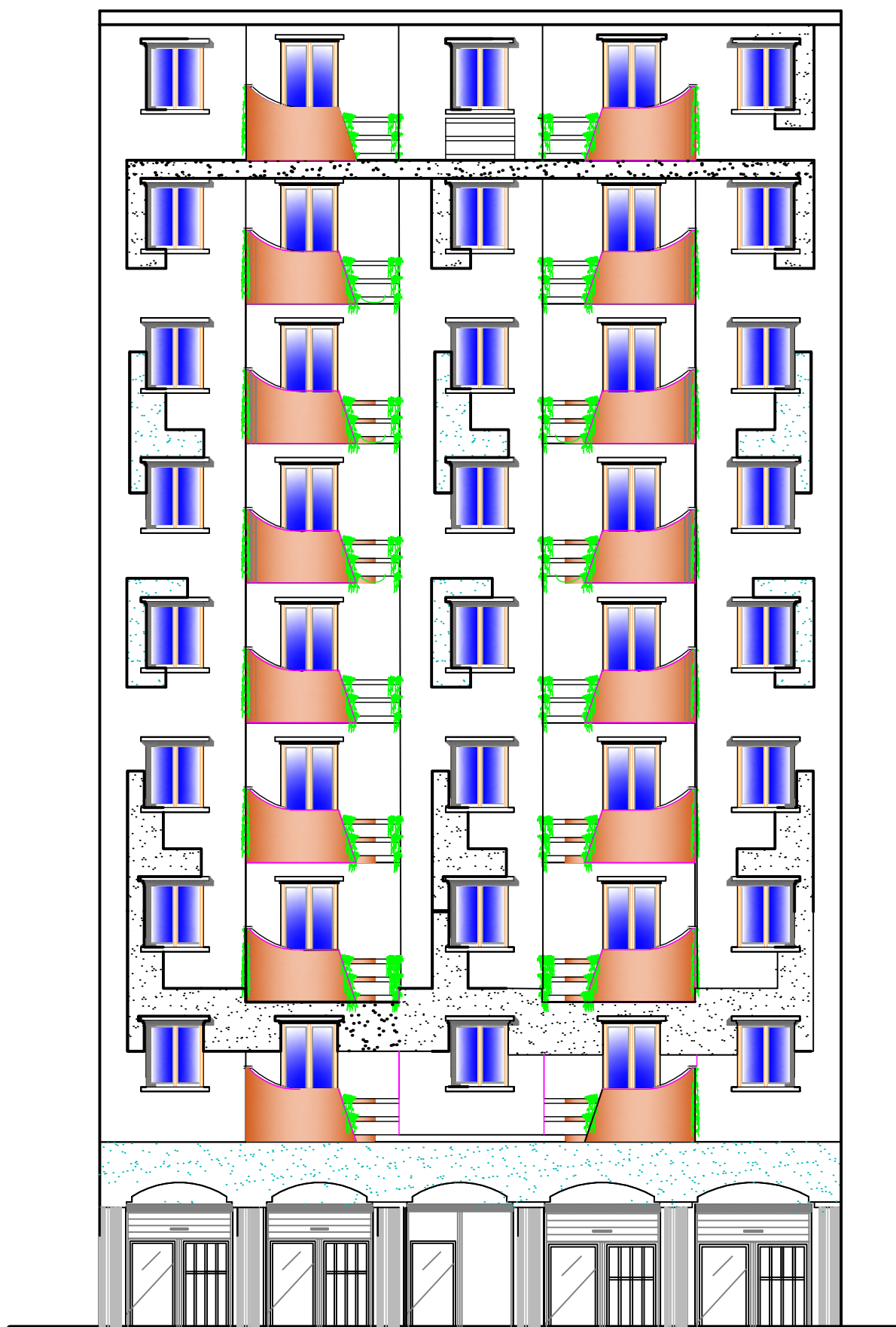
Conclusion.....	185
V.2. Ferrailage des poutres.....	189
V.2.1. Introduction.....	189
V.2.2. Recommandation du RPA/V2003.....	189
V.2.3. Étapes de calcul de ferrailage.....	191
V.2.4. Ferrailage des poutres.....	193
V.2.5. Vérifications des poutres à L'ELU.....	195
V.2.6. Vérifications à l'ELS.....	199
V.3. Ferrailage des voiles.....	201
V.3 .1. Introduction.....	201
V.3 .2. Armatures verticales.....	202
V.3.3. Sections d'armatures minimales.....	205
V.3.4. Armatures horizontales.....	205
V.3.5. Vérification à L'ELS.....	208
V.3.6. Exemple de calcul.....	212

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

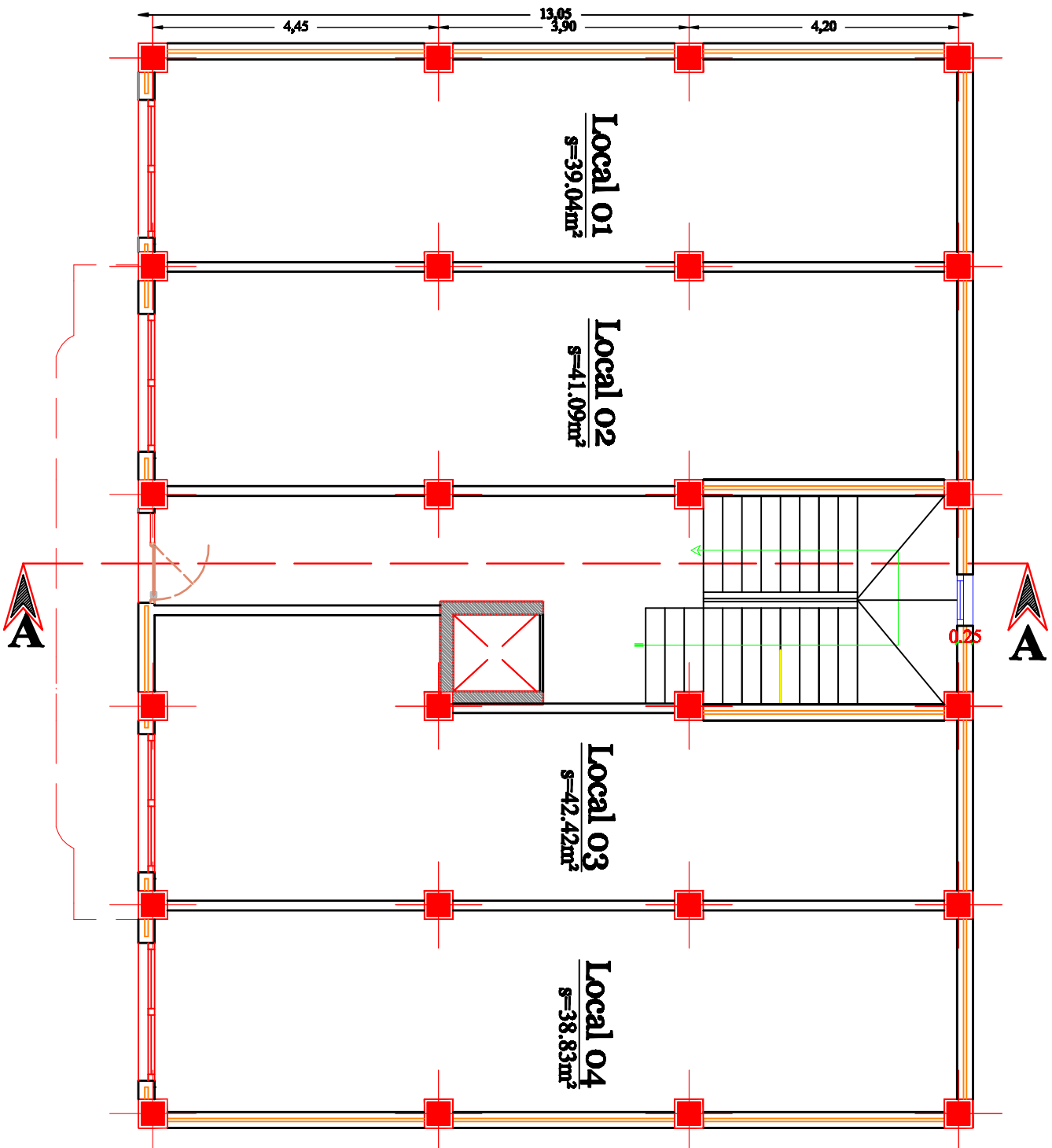
VI.1. Introduction.....	221
VI.2. Etude géotechnique du sol.....	221
VI.3. Choix de type de fondation.....	221
VI.3.1. Semelles isolées sous poteaux.....	221
VI .3.2. Semelles filantes.....	222
VI.4. Calcul du radier générale.....	225
VI.4.1. Pré-dimensionnement du radier.....	225
VI.4.2. Détermination des sollicitations.....	227
VI.4.3. Détermination de la surface du radier.....	227
VI.4.4. Détermination des efforts à la base du radier.....	228
VI.5. Ferrailage du radier.....	234
VI.6. Calcul des nervures.....	241
VI.6.1. Ferrailage de la nervure.....	249
VI.6.2. Vérifications à L'ELU.....	252
VI.6.3. Vérifications à L'ELS.....	253

CONCLUSION GENERALE

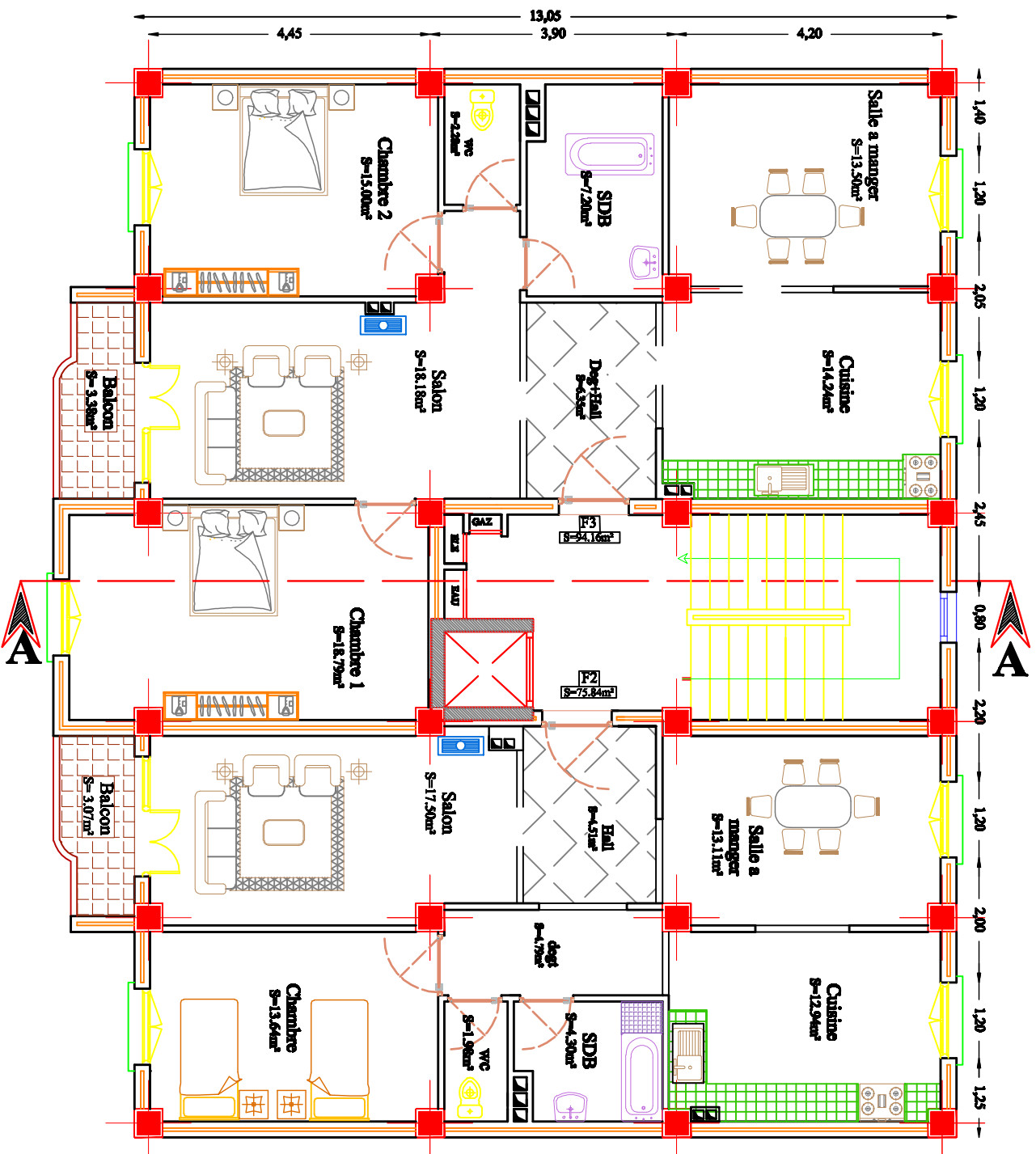
BIBLIOGRAPHE

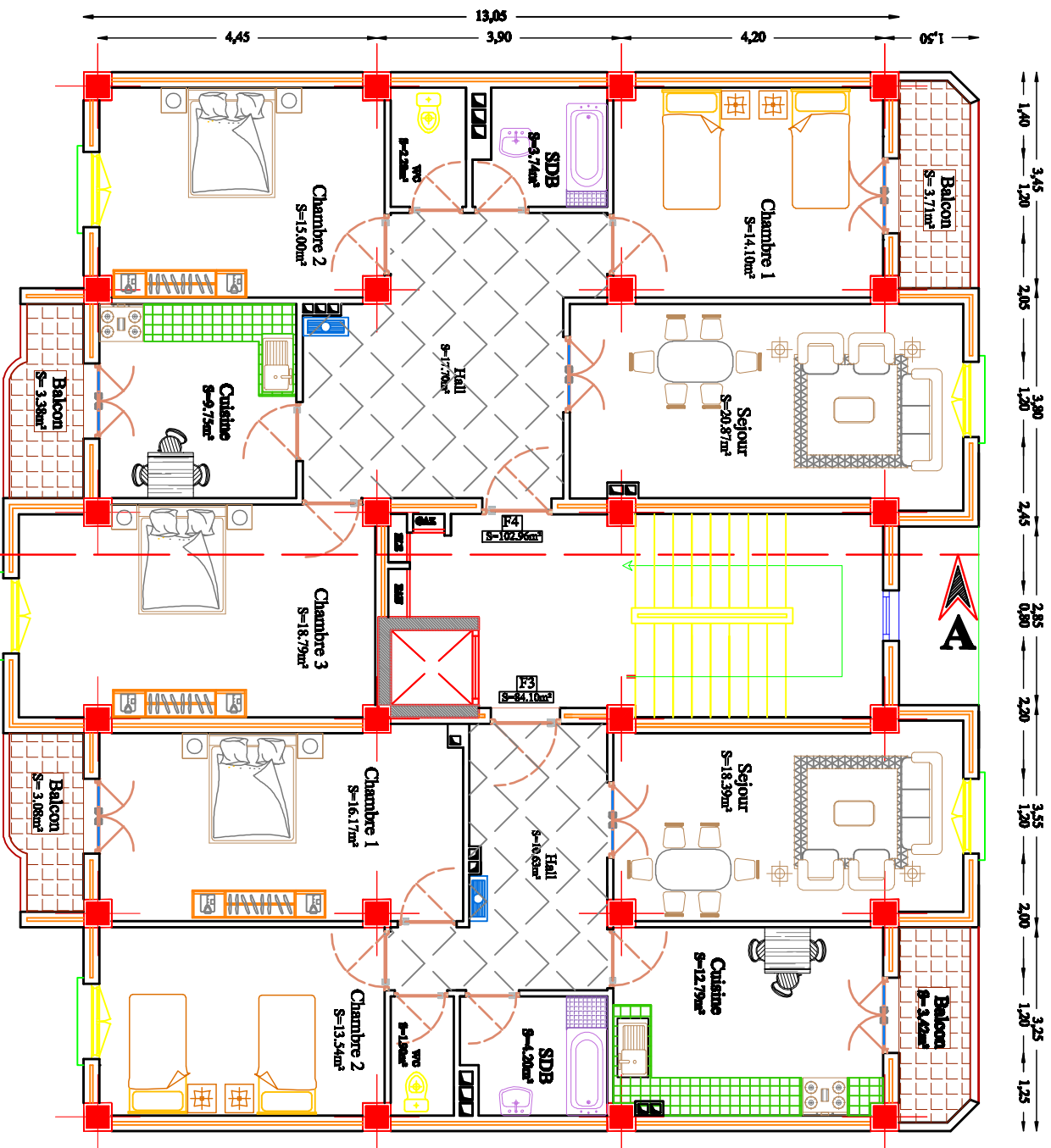


FACADE PRINCIPALE

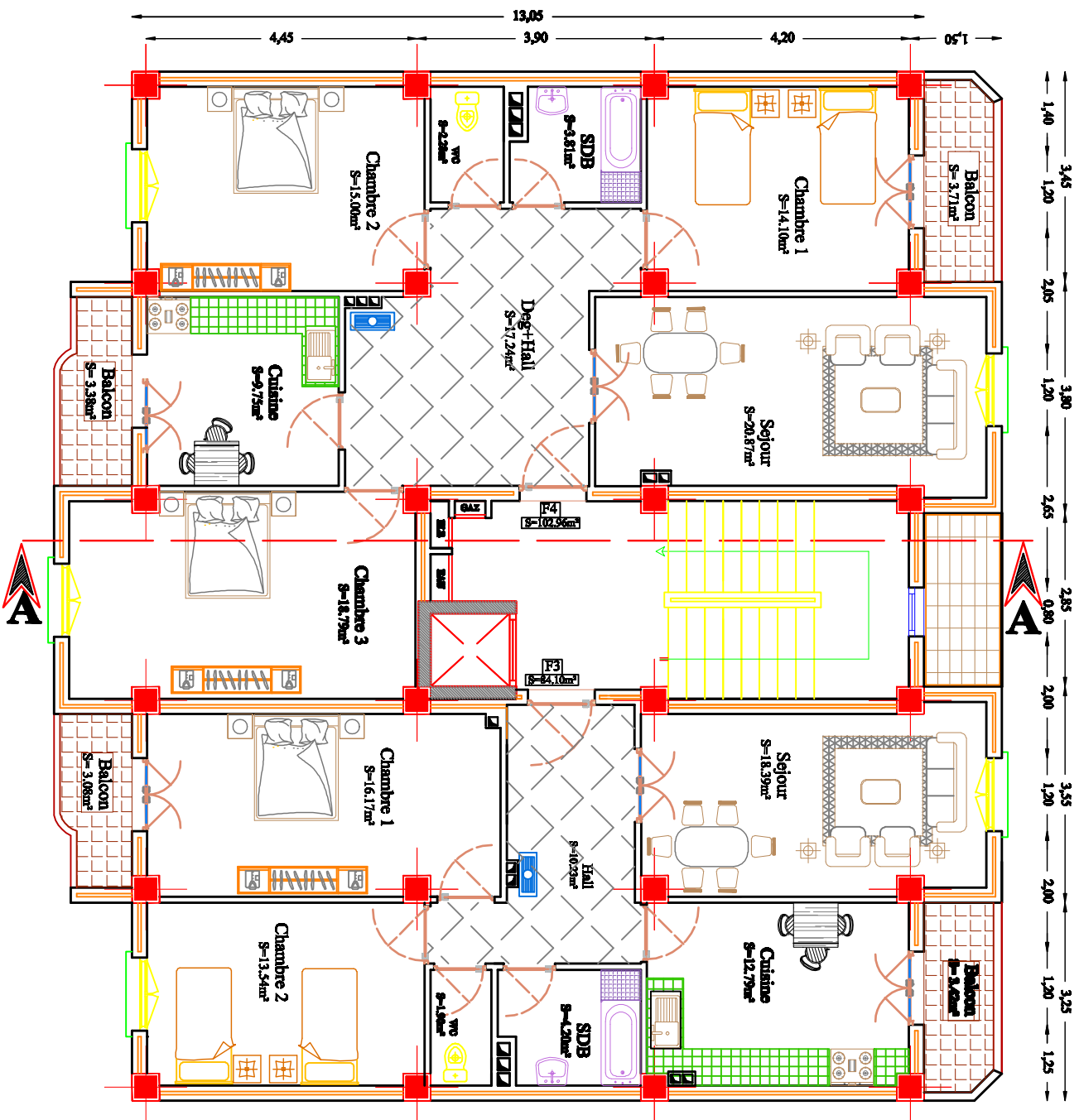


PLAN DE RDC

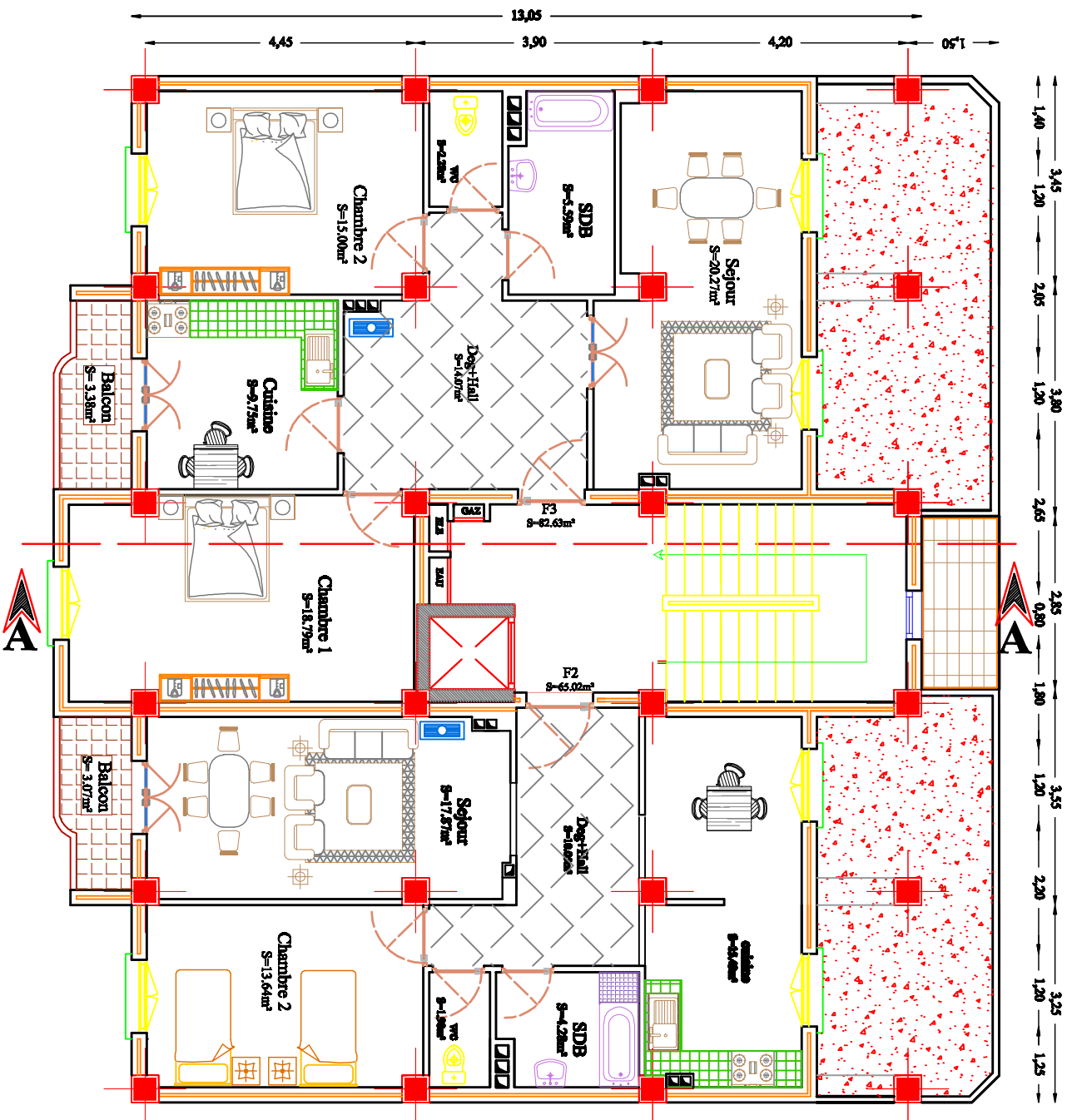




PLAN DE 2EME ETAGE

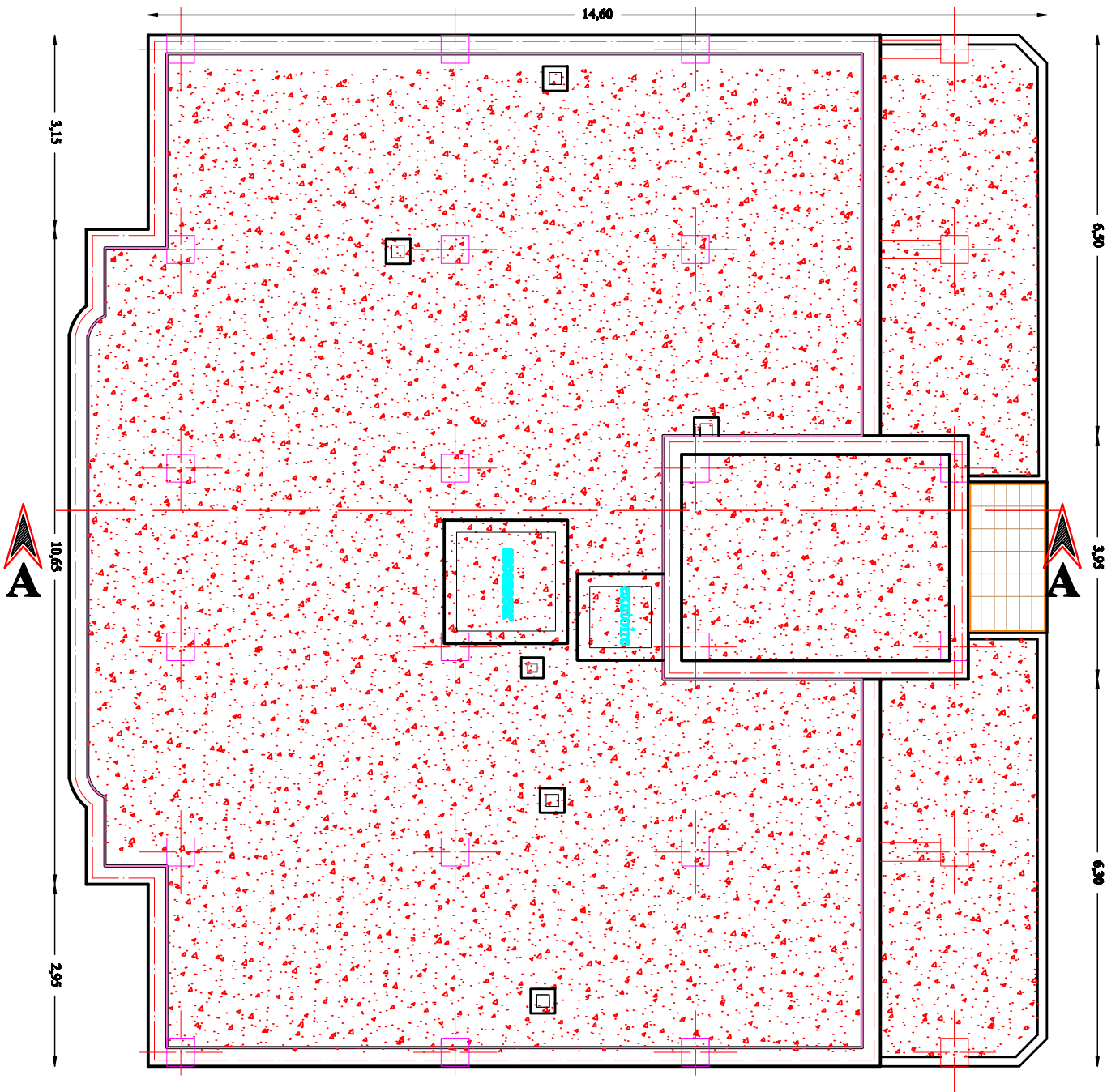


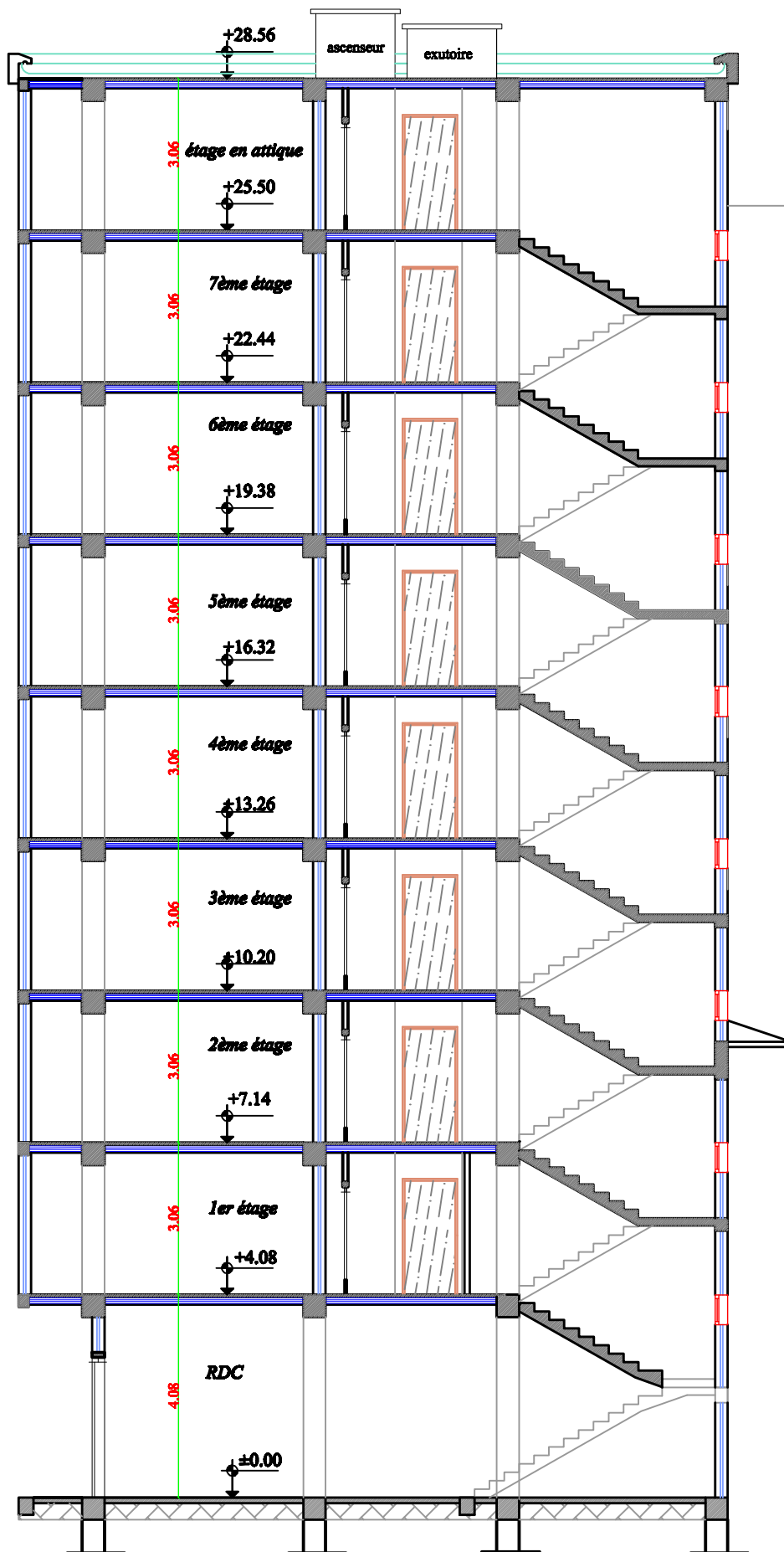
PLAN DES ETAGES 3,4,5,6,7



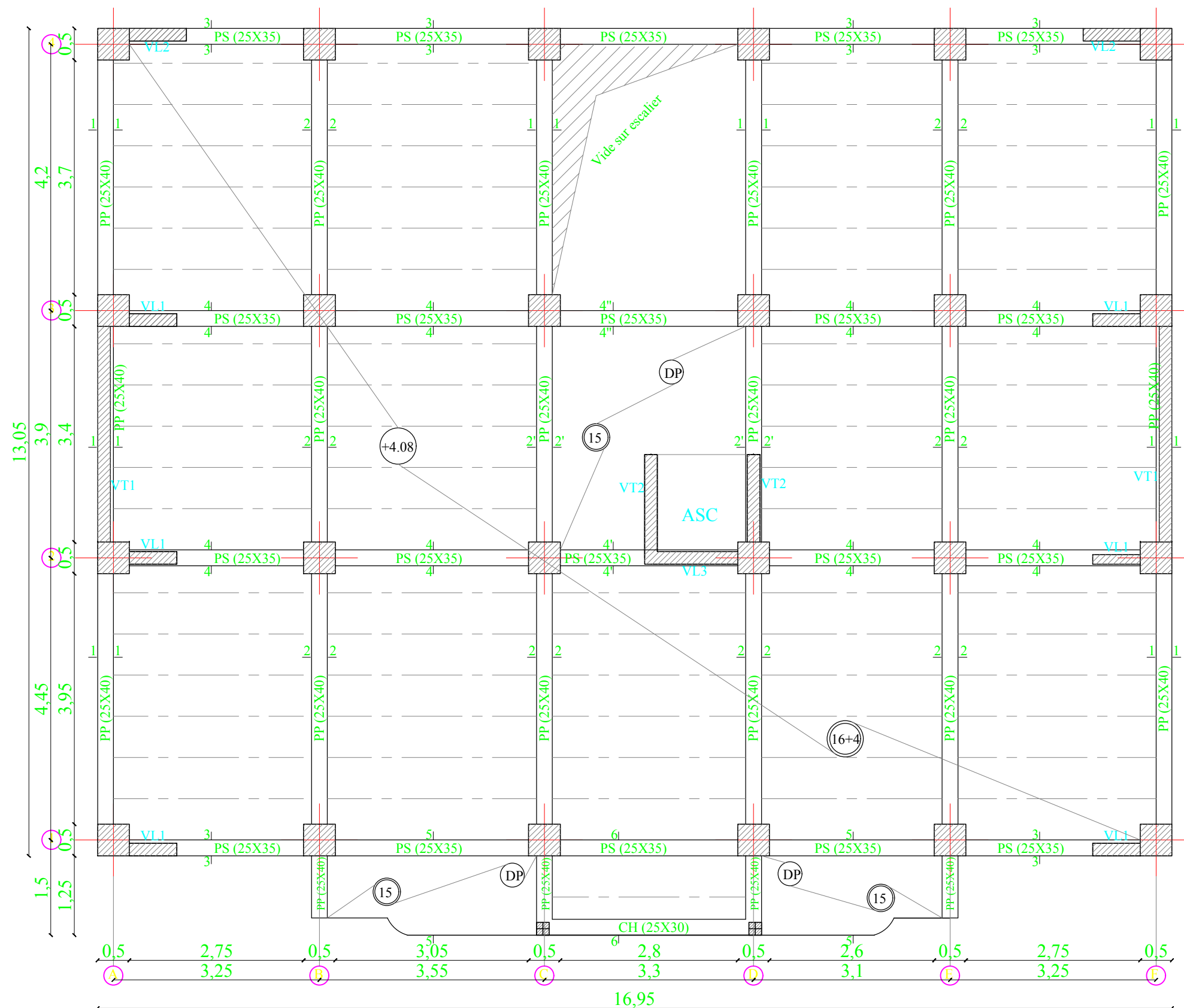
PLAN DE L'ETAGE EN ATTIQUE

PLAN DE TOITURE

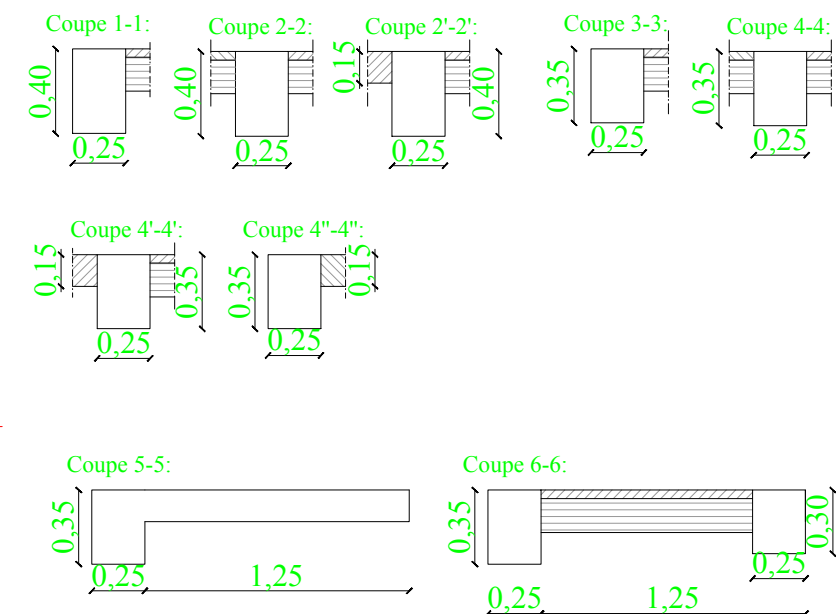




COUPE A-A



Coffrage du plancher niveau +4.08m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :

- Mr LALMI SMAIL
- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

-Mr LOUZAI A

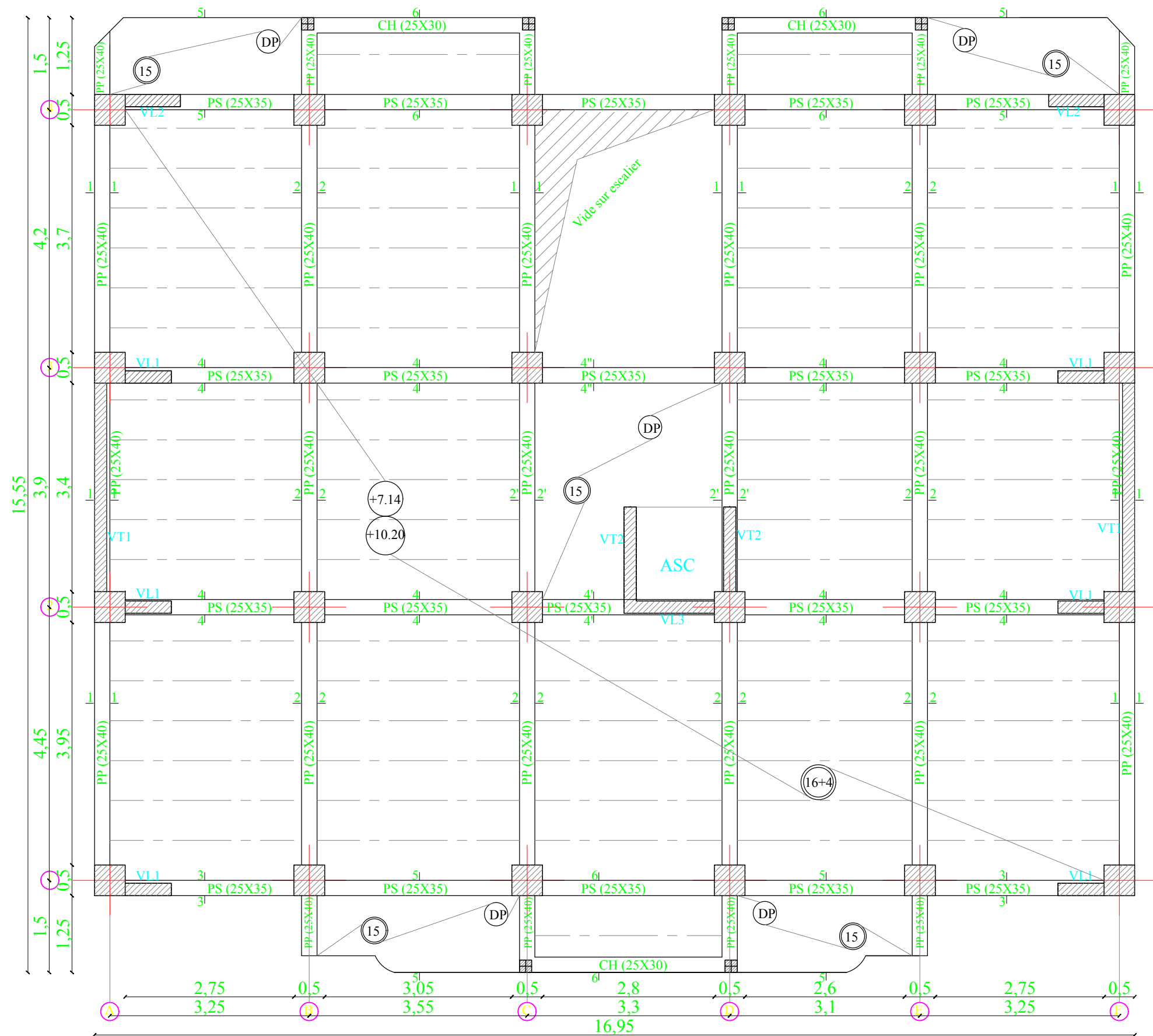
Promotion :2020-2021

PLAN :

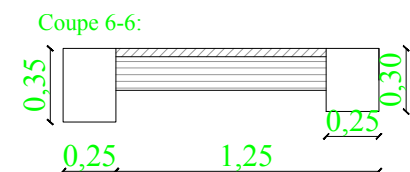
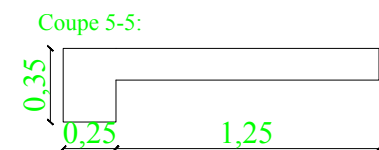
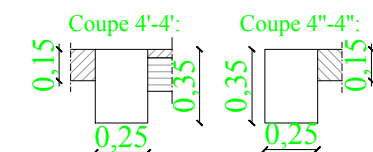
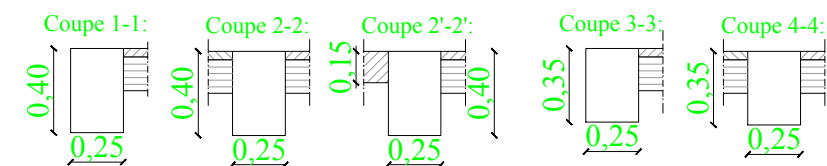
- COFFRAGE DE PLANCHER NIV +4.08m

ECHELLE: 1/100

N° planche:01/17



Coffrage du plancher niveau +7.14m,+10.20m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :
- Mr LALMI SMAIL
- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :
-Mr LOUZAI A

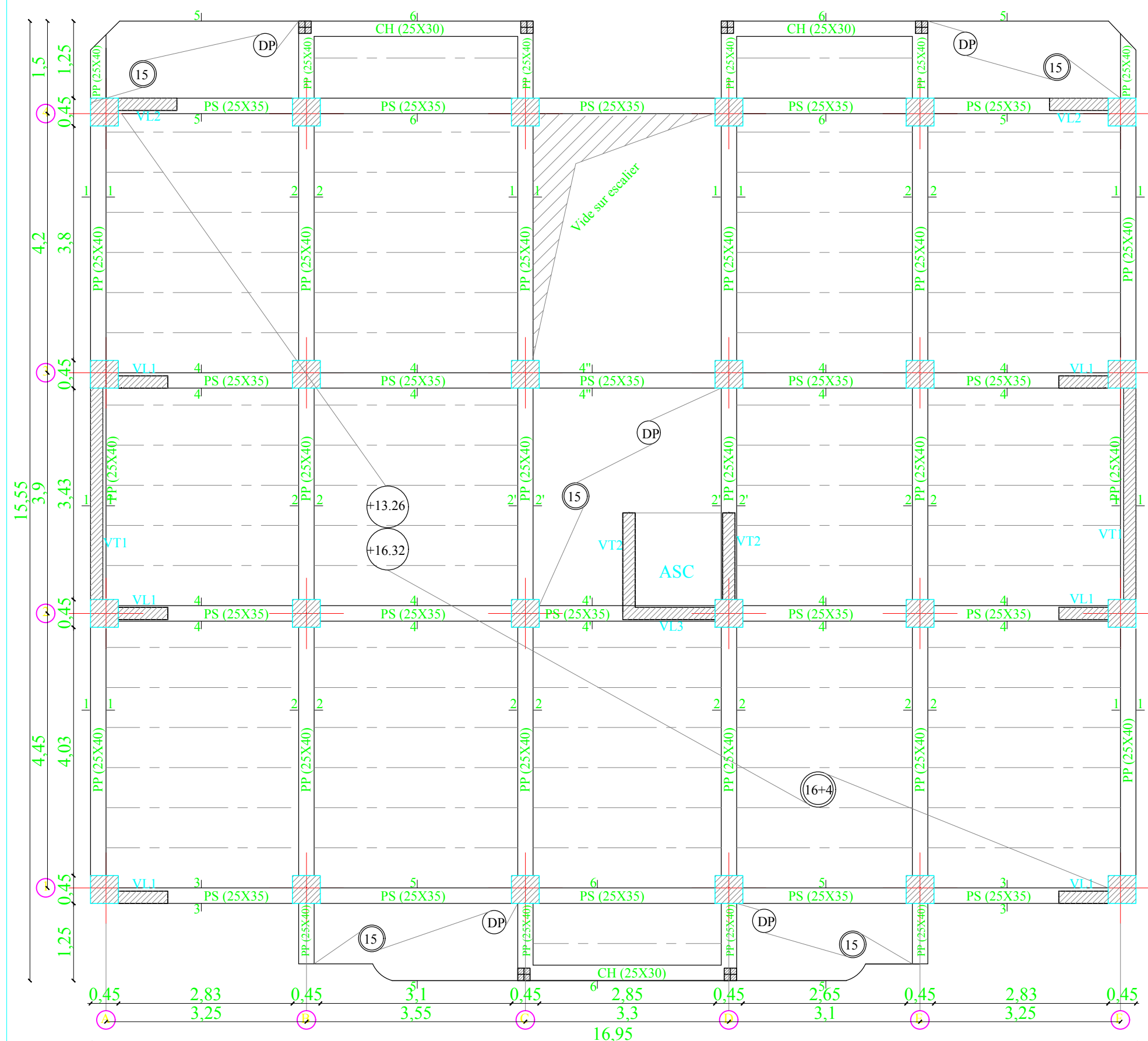
Promotion :2020-2021

PLAN :

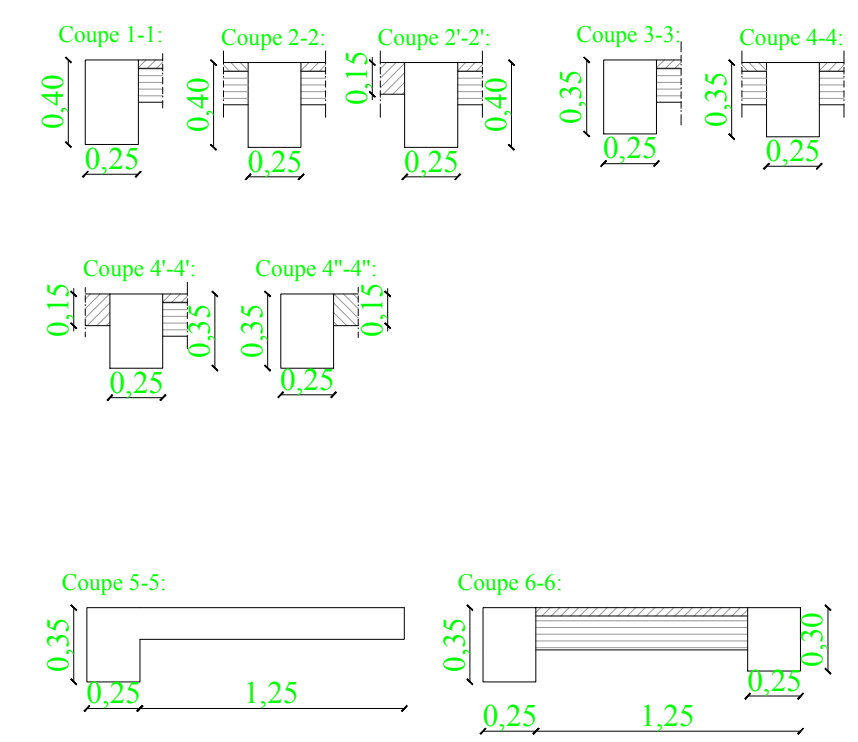
- COFFRAGE DES PLANCHERS NIV +7.14m,
+10.20m

ECHELLE: 1/100

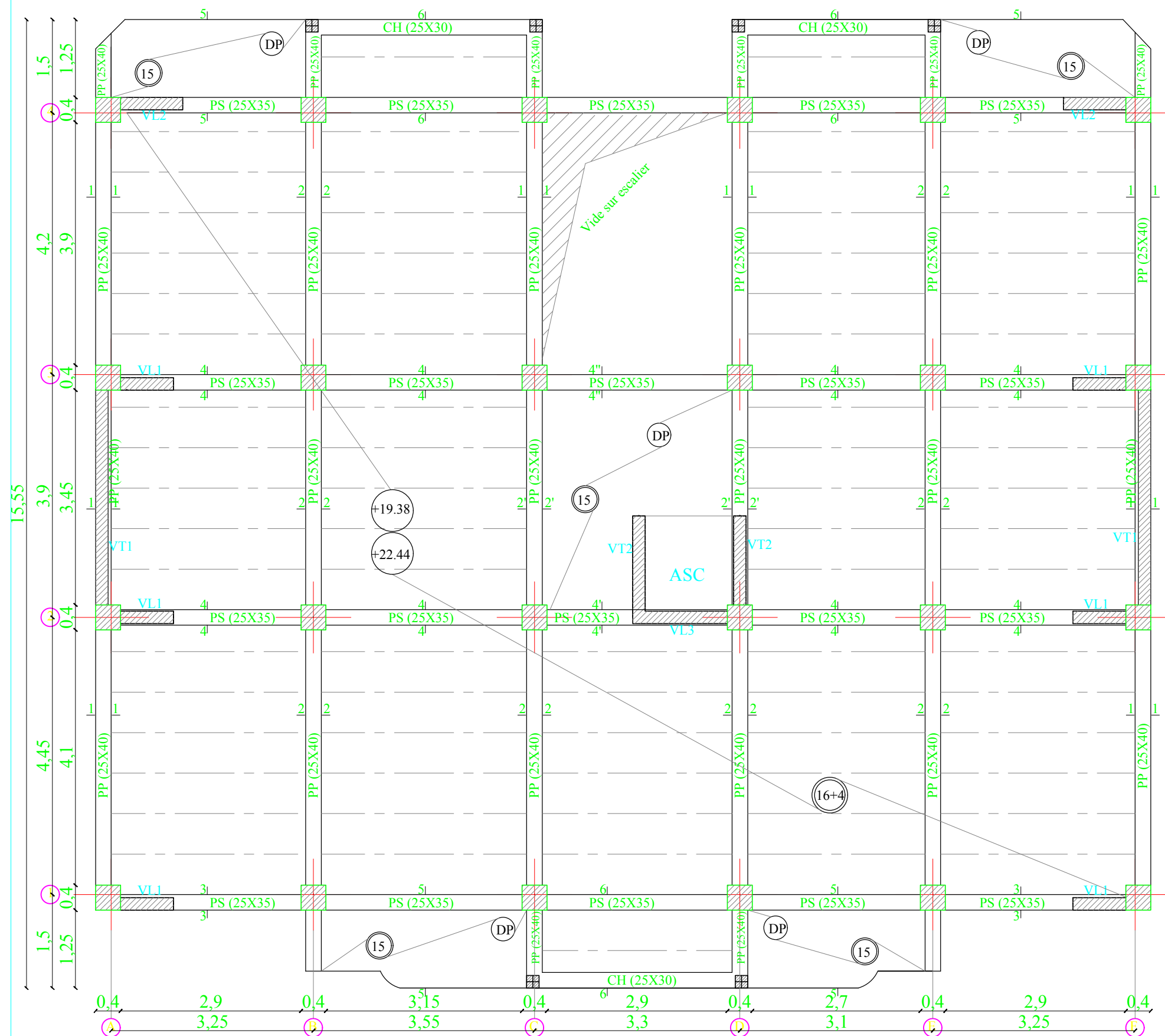
N° planche:02/17



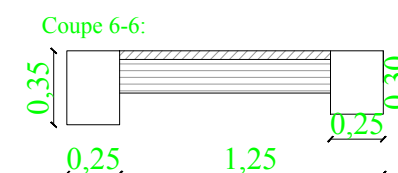
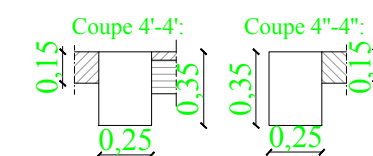
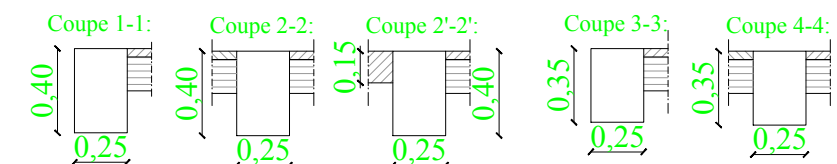
Coffrage du plancher niveau +13.26m,+16.32m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce		
étudier par : - Mr LALMI SMAÏL - Mr SFAIHI REZKI	PLAN : - COFFRAGE DES PLANCHERS NIV +13.26m, +16.32m	
dirigé par : -Mr LOUZAI A		
Promotion :2020-2021	ECHELLE: 1/100	N° planche:03/17



Coffrage du plancher niveau +19.38m,+22.44m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :
- Mr LALMI SMAÏL
- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :
- Mr LOUZAI A

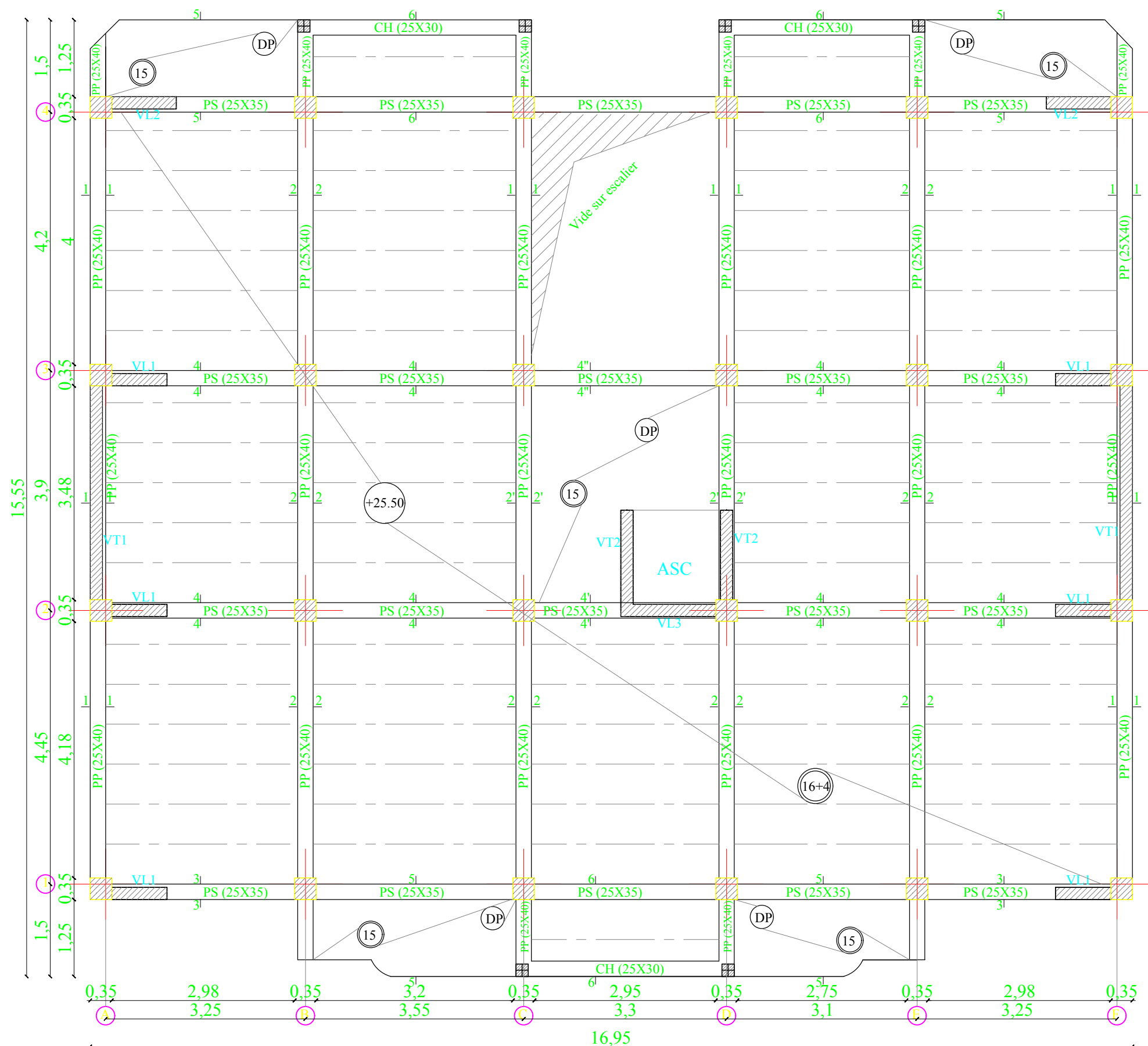
Promotion :2020-2021

PLAN :

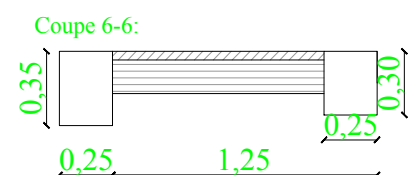
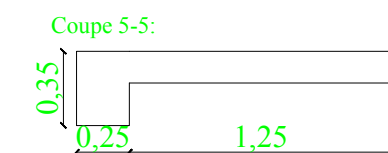
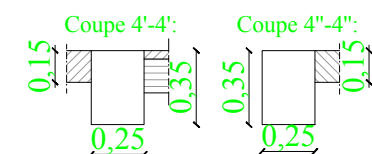
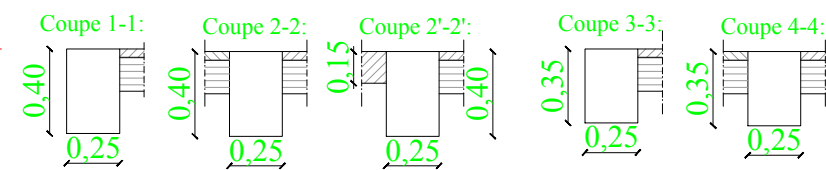
- COFFRAGE DES PLANCHERS NIV +19.38m
+22.44m

ECHELLE: 1/100

N° planche:04/17



Coffrage du plancher niveau +25.50m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :

- Mr LALMI SMAÏL
 - Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

-Mr LOUZAI A

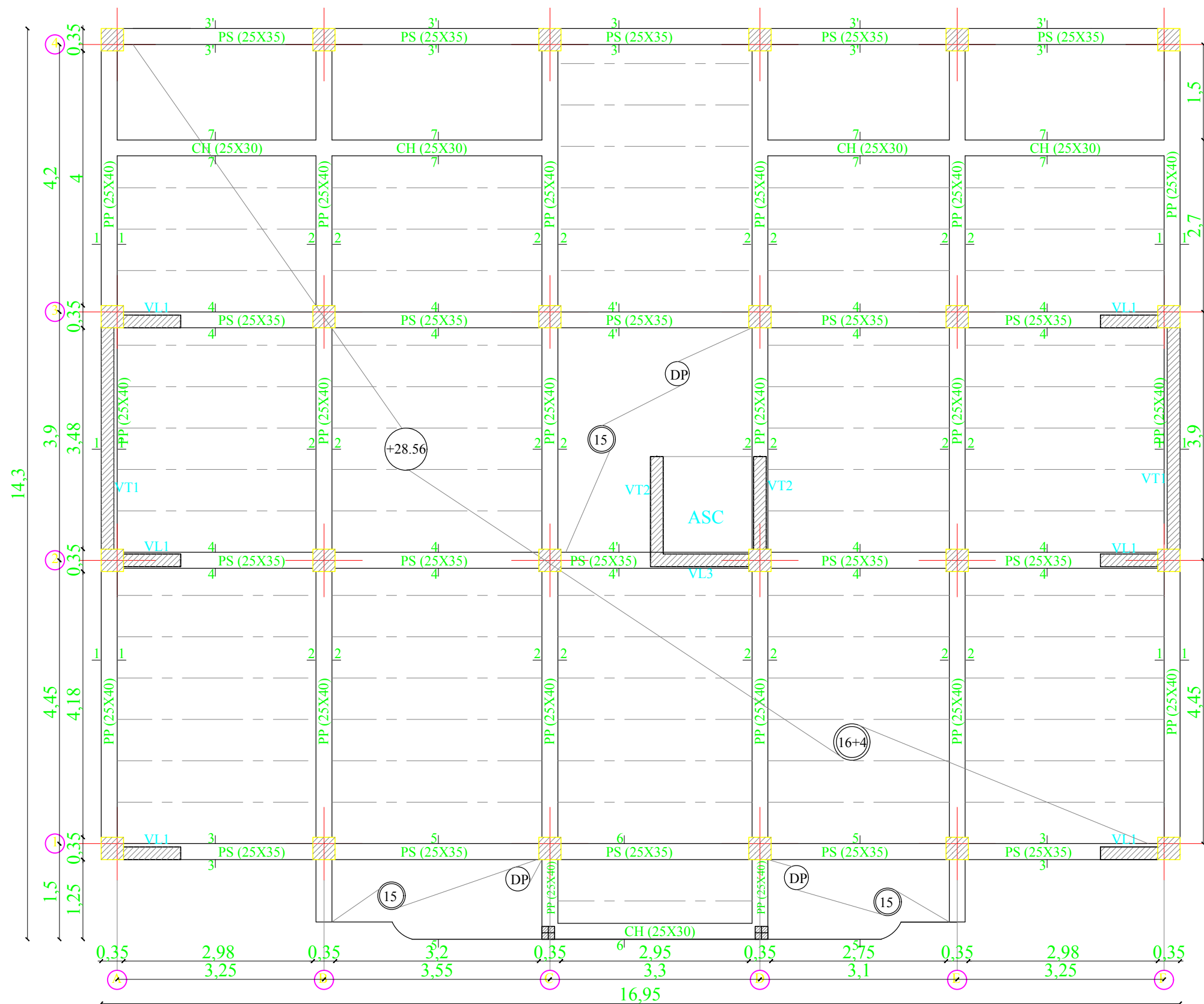
Promotion :2020-2021

PLAN :

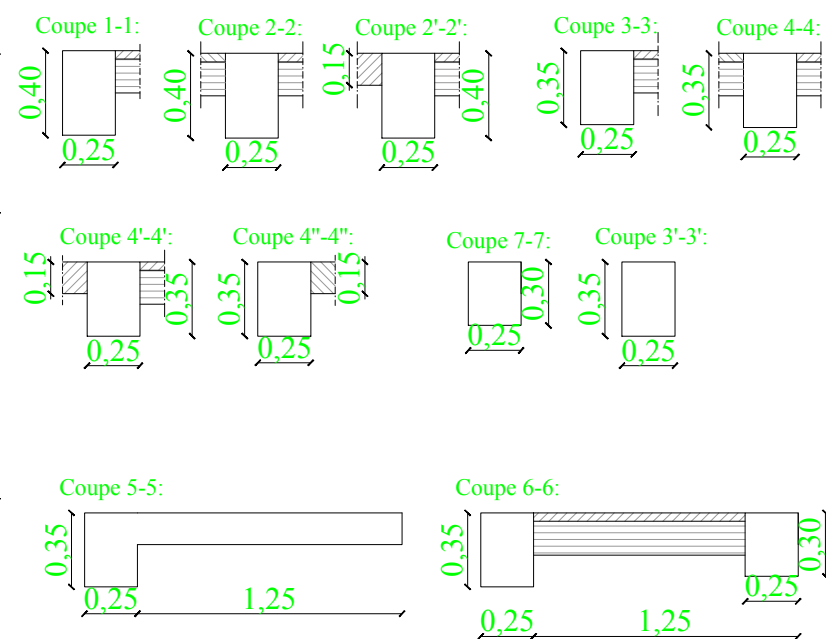
- COFFRAGE DE PLANCHER NIV +25.50m

ECHELLE: 1/100

N° planche:05/17



Coffrage du plancher niveau +28.56m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :

- Mr LALMI SMAÏL
- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

-Mr LOUZAI A

Promotion :2020-2021

PLAN :

- COFFRAGE DE PLANCHER NIV +28.56m

ECHELLE: 1/100

N° planche:06/17

Introduction générales

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui ont soumis à de grandes activités et risques sismiques, les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol, les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales, Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment en R+7étage +étage en attique à usage d'habitation et commerce.

L'étude de ce bâtiment se fait en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA 99/V2003, le BAEL et le CBA 93, DTR BC 2.2, pour procéder à une bonne étude du projet la reconnaissance du sol est indispensable et cela par le biais des essais de laboratoire.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction:

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (RDC+7 étages+attique) à usage d'habitation et commerce à ossature mixte (portiques et voiles en béton armé) Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « Ouvrage d'importance moyenne »

Cette structure est composée :

- Le RDC à usage commercial
- les (08) étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur

I.2. Présentation de l'ouvrage:**I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

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

- Longueur totale.....16.95 m.
- Largeur totale 13.05 m.
- Hauteur totale 31.56 m.
- Hauteur de RDC.....4.08 m.
- Hauteur d'étage courant 3.06 m.
- Hauteur de l'étage attique.....3.06 m.
- Hauteur de l'acrotère 0.6 m.

I.2.2 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

L'ossature : Notre bâtiment a une ossature mixte, voiles et portiques dans les deux sens, pour assurer la stabilité et résister aux sollicitations des charges verticales et horizontales. Cette ossature est Composée de :

-Portiques : sont en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

-Voiles : des éléments rigide en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destinés d'une part à reprendre les charges verticales et d'autre part les charges horizontales (séisme, vent,...etc.).

Ses deux éléments constituent un système de contreventement rigide, et assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis les charges horizontales et les charges verticales

Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment, ils supportent leurs poids propres, les revêtements et les surcharges

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : supporter le poids propres, les charges et surcharges ensuite les transmettre aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation: Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

Dans notre cas on distingue deux cas de planchers :

a) Planchers en corps creux : Les plancher a corps creux sont constituées de :

- nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton : est une dalle en béton armée d'un cadrage d'armatures ayant essentiellement une fonction de limiter le risque de fissuration et répartition des charges appliquées sur une surface réduite

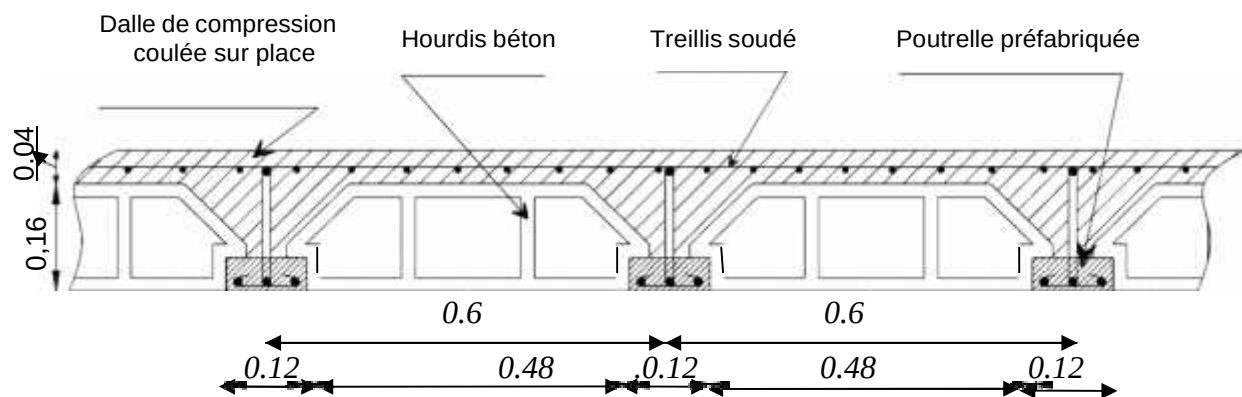


Figure II.1. : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

b) - Dalle pleine: Les dalles pleines sont en béton armé coulées sur place, elles sont prévues pour les consoles et le plancher couvrant la cage d'ascenseur.

Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les escaliers : Notre bâtiment comporte deux (02) types d'escalier :

Type1 : escalier droit à deux volées ayant un palier de repos qui permet l'accès aux différents niveaux des étages courants

Type2 : escalier balancé à deux volées sans palier de repos qui permet l'accès aux locaux commerciaux du RDC.

La cage d'ascenseur : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

L'acrotère : L'étage terrasse sera entouré par un acrotère de 0.6 m de hauteur d'épaisseur de 10 cm. L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, il joue le rôle de sécurité et de garde corps.

Le remplissage (maçonnerie) : Les murs extérieurs et les murs des séparations entre deux logements seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

Les revêtements :

- Mortier de ciment d'épaisseur de 2 cm pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Enduit de Plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

Les fondations : La fondation est l'élément situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

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

I.3.Règlements utilisés : L'étude de cet ouvrage sera conforme à ces règles :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (**BAEL 91, modifié en 99**), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- Le Règlement parasismique algérien (**RPA 99, modifié en 2003**)
- Documentation technique réglementaire **DTR**

I.3.1 Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

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

I.4 Les différents états limites :

a. États limites ultimes (ELU) :

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

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

b- États limites de service (ELS) :

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

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

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1 Le béton :

Le béton est un mélange équilibré composé de

- ✓ pate pure (ciment + eau)
- ✓ granulats (sable, graviers, gravillons)
- ✓ adjuvants

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton

Dans les cas courants le ciment utilisé est de classe 325 (CPA 325).le béton utilisé est dosé à 350kg/m³ de ciment

Un- laboratoire spécialisé est chargé de fixer la composition du béton suite à des essais de résistance.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

À titre indicatif, le dosage courant pour 1m³ de béton armé est :

- Granulats : Sable.....380 à 450 kg.
- Gravillons.....750 à 850 kg.
- Ciment 300 à 400 Kg/m.
- Eau 150 à 200 L .

a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}).Elle est obtenu par des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées d'une hauteur double à son diamètre (H = 32cm, diamètre 16 cm)

* La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j → 50%
- A 7 j → 70%
- A 14 j → 80%
- A 21 j → 90%
- A 28 j → 99%

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91)

Pour $j < 28 j$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.7 + 0.8 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.7 + 0.8 j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour $j > 28 j$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa.}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45MPa. (Art.7.2.1 RPA99).

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} \leq 60 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art. A.2-1, 12 B.A.E.L91})$$

Dans notre cas :

à $t = 28$ jours $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

* Les contraintes limites du béton :

• **E L U :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_b = 0.85 \frac{f_c}{\gamma_b} \quad (\text{Art. A.4.3,41 BAEL 91})$$

Avec :

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

$\Theta = 1$: si la durée d'application est > 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 < 1 heure.

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{: situation accidentelle ;} \\ 1.50 & \text{: situation courante.} \end{cases}$$

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

À $j = 28$ jours en situation courante ;

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

b) Diagrammes contraintes-déformations du béton : (Art A.4.3,41/BAEL 91) modifié99) :

-Le diagramme est composé :

- D'une partie pour $\epsilon_{bc} \leq 2\%$ (c'est l'état élastique).
- D'une partie $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\%$ (c'est l'état plastique).

▪ **A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2

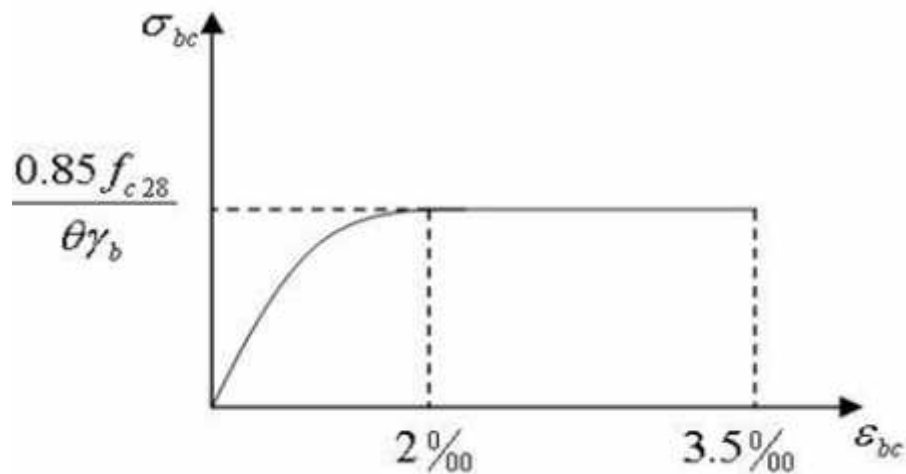


Figure.I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

▪ **A l'état limite de service(ELS) :**

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma} = 0.6 f_{cj}$$

Avec $\bar{\sigma}$: contrainte admissible à l'ELS

A $j = 28$ jour : $\bar{\sigma} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

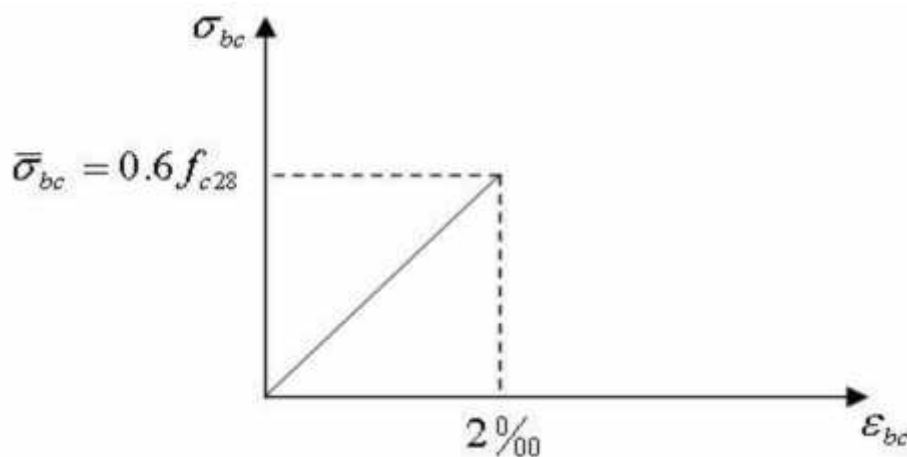


Figure.I.3 : Diagramme des contraintes déformations du béton à l'ELS.

c) **Contrainte tangente conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Art : A.5.1 BAEL 91}).$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

- cas de fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

d) Module de déformation longitudinale : (Art : A-2-1-2 B.A.E.L.91)

1- Le module de déformation instantanée du béton

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-21- B.A.E.L.91})$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

2- Le module de déformation différée du béton

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-22- B.A.E.L.91})$$

Soit à $j = 28$ jours : $E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$

3- le Module de Déformation transversale

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

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

e) Le coefficient de poisson

Le coefficient est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) en valeurs absolues, il est égal à :

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

$\nu = 0.2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

I.5.2 Les aciers :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant

Type d'acier	nomination	symbole	Limite d'élasticité Fe [mpa]	Allongement relatif a la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	16	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	550	8	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

a) Module d'élasticité longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art : A.2.21.B.A.E.L 91})$$

b) Contraintes limites**- Contrainte limite de calcul**

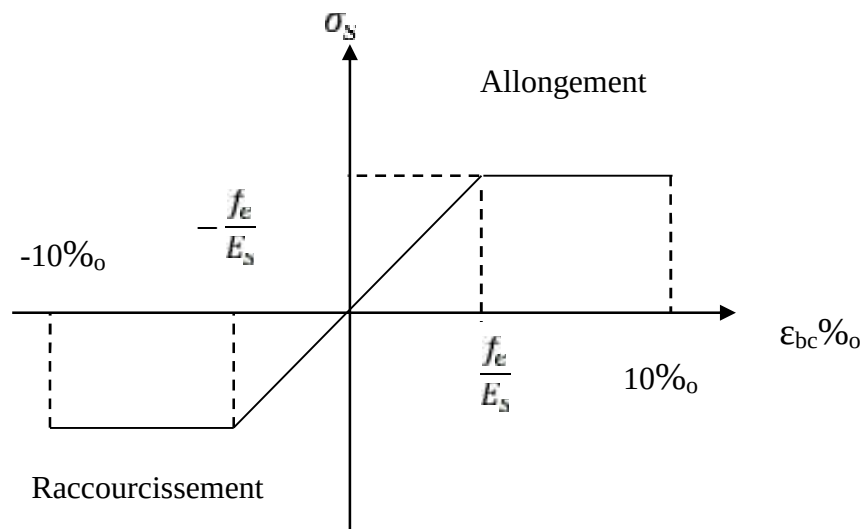
La contrainte limite ultime est égale à :

$$\pm_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{Art : A.4.3.2.B.A.E.L 91})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Pour les situations durables (courantes).} \\ \gamma_s = 1.0 \text{ Pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

- Contrainte maximale des armatures tendues :

c) ELS : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

**Figure.I.4 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers**

Ce diagramme simplifié est adopté aussi vis-à-vis des justifications de contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ; aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations

$$\overline{\pm}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left(0.5 \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{f_{ij}} \right) \right\} \quad (\text{Art : A.45.33 BAEL 91})$$

➤ **Fissuration très préjudiciable**

Les éléments exposés à un milieu agressif ou range l'eau de mer ou l'atmosphère marine (brouillards salins), l'eau très pure, les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Dans ce cas, il impose de respecter :

$$\overline{\pm}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{f_{ij}} \right\} \quad \dots\dots (\text{Art : A .5, 34 BAEL .91})$$

$\sqrt{f_{ij}} = 1$ pour les ronds lisse

$\sqrt{f_{ij}} = 1.6$ pour H.A $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

$\sqrt{f_{ij}} = 1.3$ pour H.A $\varnothing < 6 \text{ mm}$

▪ **Protections des armatures :**

Dans le but de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer un bon bétonnage, il est indispensable de prévoir un enrobage qui est égal au moins à :

1 cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et non exposés aux condensateurs.

2cm : pour les parements non couverts susceptible d'être soumis aux condensations situées au contact d'un solide.

3cm : pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis des agressions

5cm : pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

II.1.Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet, dans ce chapitre nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers.

II.2.Planchers :

II.2.1 Planchers en corps creux :

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

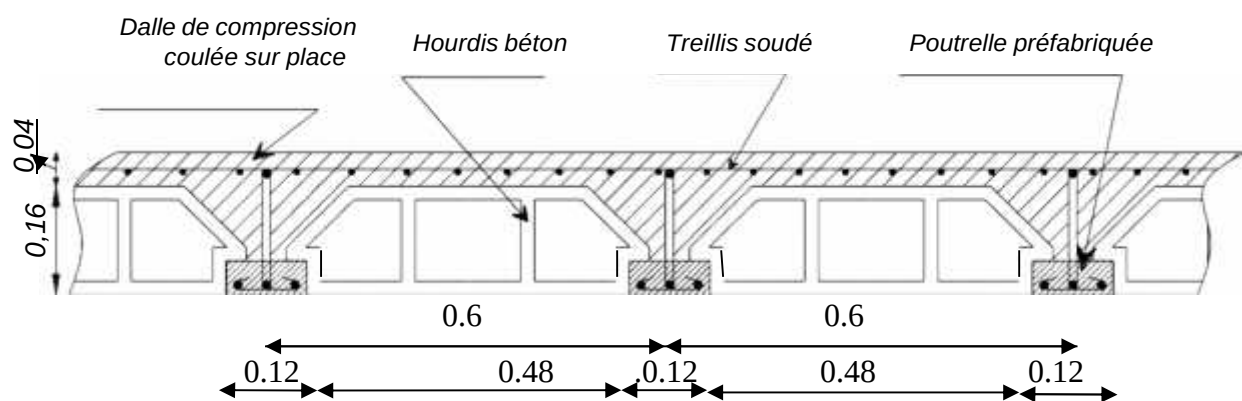


Figure II.1. : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par :

$$h_t = \frac{L_m}{2.5} \quad (A \quad 6.8.424 / B \quad 91)$$

$L_{\max}$: portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 25 \text{ cm}$

Dans le présent projet, $L_{\max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$

Par suite :

$$h_t = \frac{3}{2.5} = 14.66$$

Ainsi on optera pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$ ($16 + 4$), soit un plancher de 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour l'épaisseur la dalle de compression.

II.3. Les Poutres :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (A \quad A.4.14 B \quad 91)$$

Avec

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

II.3.1 Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 445 - 25 = 420 \text{ cm}$$

La hauteur (h) :

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \implies 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 40 \text{ cm}$$

La largeur (b) :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16 \leq b \leq 28 \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$$

II.3.2 Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

$$L = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \implies 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 25 \text{ cm}$$

Remarque :

On adopte la même section pour la poutre de chaînage (25x30).

II.3.3 Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.60	1.4	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (**b x ht**) = (25x40) cm².

Poutres secondaires (**b x ht**) = (25x35) cm².

II.4 Les Voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [2].

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

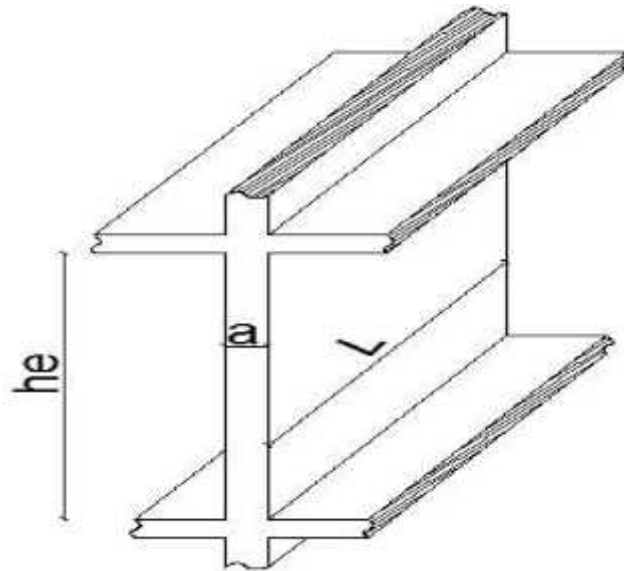


Figure II.2 : Vue du voile en perspective.

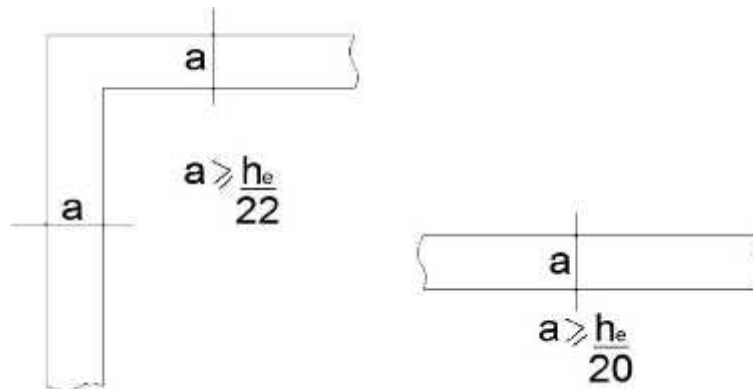


Figure II.3 : Coupes des voiles en plan

Dans notre cas :

Pour le RDC: $h_e = 408 - 40 = 368$ cm donc : $e \geq \frac{3}{2} = 18.4$ cm

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Largeur minimale du voile :

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

$4e = 80$ cm soit $l_{\min} \geq 80$ cm.

II.5 Les Poteaux :

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

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité. On choisira le poteau « B2 ».

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_b}$

avec : $\bar{\sigma}_b$: contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

II.5.1 Descente de charge :

II.5.1.1 Surface d'influence :

- Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$= (1.50 \times 1.825) + (1.65 \times 1.825) + (1.50 \times 2.10) + (1.65 \times 2.10)$$

$$S_n = 12.36 \text{ m}^2$$

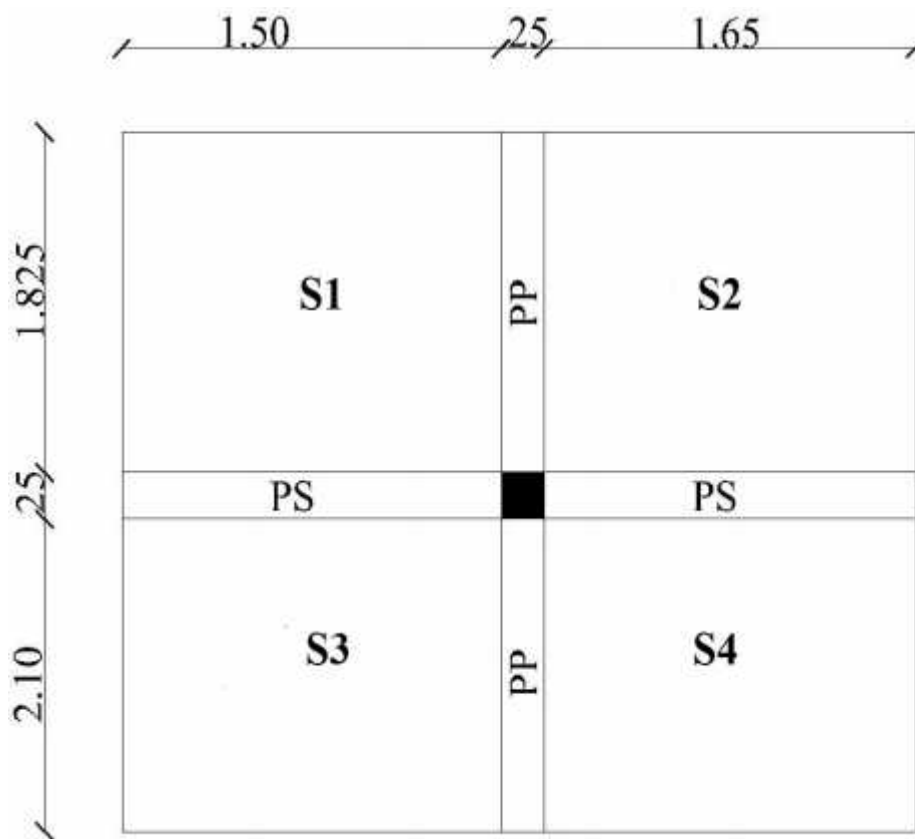


Figure II.4 : Surface d'influence

II.5.1.2 Détermination des charges et surcharge :

) Charges permanentes :

Z Plancher terrasse :

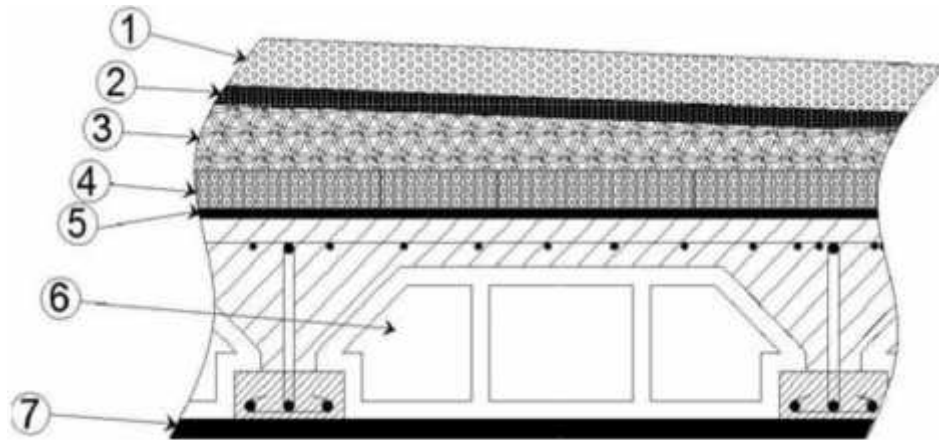


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher terrasse

N°	Désignation des matériaux	Poids [KN/m²]
1	Couche de gravillons ($e_p = 5\text{cm}$)	1
2	Etanchéité multicouche ($e_p = 2\text{cm}$)	0.12
3	Isolant thermique (5cm)	0.2
4	Para vapeur (feuille polyane)	0.01
5	Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$)	2.20
6	Plancher (16 + 4)	2.85
7	Enduit plâtre	0.2
TOTAL		G=6.58

Tableau II.2 : charge permanente de plancher terrasse.

) Plancher étage courant :

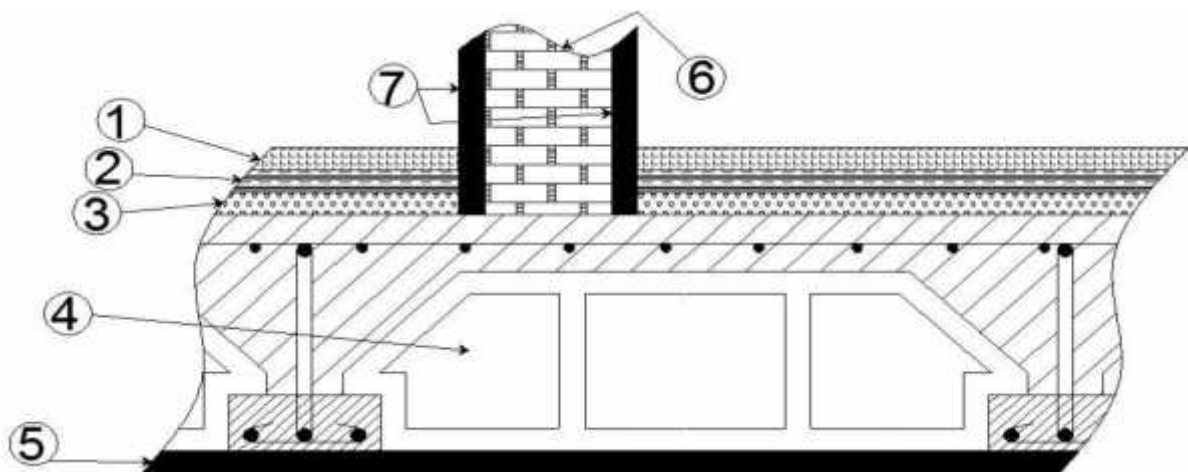


Figure II.6 : Coupe transversale du plancher de l'étage courant.

N°	Désignation des matériaux	Poids [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage (ep = 2cm)	0.40
2	Mortier de ciment (ep=2cm)	0.40
3	Couche de sable (ep=3cm)	0.54
4	Plancher (16 + 4)	2.85
5	Enduit plâtre	0.2
6,7	Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)	0.9
TOTAL		G=5.29

Tableau II.3 : charge permanente de plancher étage courant.

) Murs extérieurs :

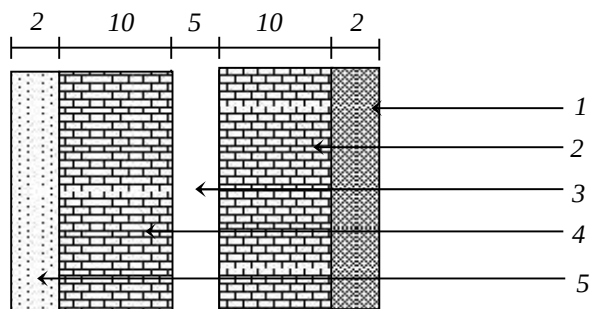


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				2.36

Tableau II.4 : charge permanente de mur extérieur.

) Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau II.5: Surcharge d'exploitation

II.5.1.3 Poids propre des éléments :**- Plancher terrasse :**

$$G_t = 12.36 \times 6.58 = 81.35 \text{ KN.}$$

- Plancher courant :

$$G_c = 12.36 \times 5.29 = 65.40 \text{ KN.}$$

- Poutres :**) Poutres porteuses :**

$$G_{pp} = 0.25 \times 0.40 \times (2.10 + 1.825 + 0.25) \times 25 = 10.437 \text{ KN.}$$

) Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.25 \times 0.35 \times (1.50 + 1.65 + 0.25) \times 25 = 7.437 \text{ KN.}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 17.874 \text{ KN.}$$

Poids des poteaux :

$$\text{- Etages courants : } (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 4.781 \text{ KN}$$

$$\text{- RDC : } (0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

II.5.1.4 Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

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

$$Q_n \times Q_0 \times \Gamma \frac{3 \Gamma n}{2n} Q_i \text{ Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

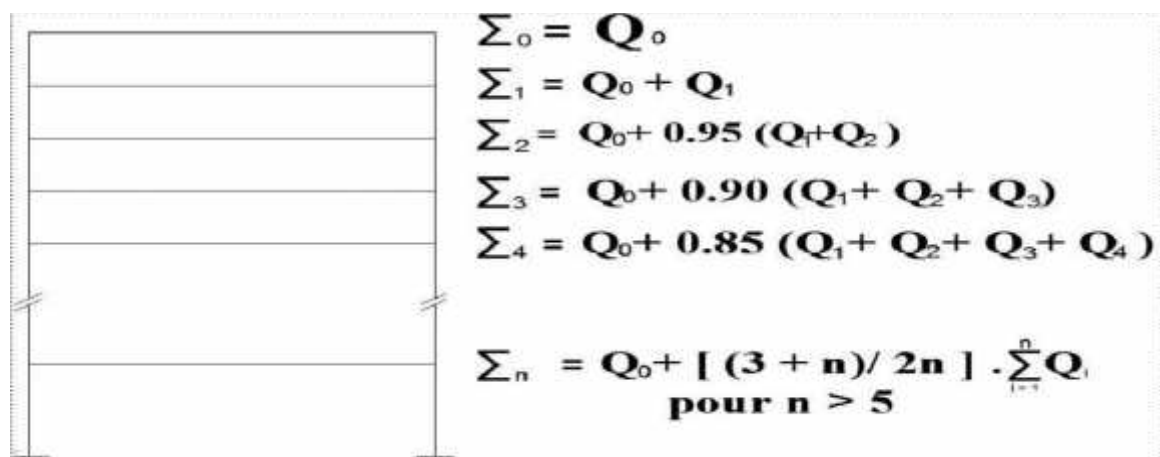


Figure II.8 : Loi de dégression des charges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.668

Tableau II.6 : Coefficient des dégression des charges

Avec : $Q_0 = 1 \times 12.36 = 12.36 \text{ KN}$.

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 12.36 = 18.54 \text{ KN}$.

On aura les surcharges Q_n suivantes :

$Q_0 = 12.36 \text{ KN}$

$Q_1 = 12.36 + 18.54 = 30.90 \text{ KN}$.

$Q_2 = 12.36 + 0.95 (18.54 \times 2) = 47.58 \text{ KN}$.

$Q_3 = 12.36 + 0.90 (18.54 \times 3) = 62.42 \text{ KN}$

$Q_4 = 12.36 + 0.85 (18.54 \times 4) = 74.92 \text{ KN}$

$Q_5 = 12.36 + 0.80 (18.54 \times 5) = 86.52 \text{ KN}$.

$Q_6 = 12.36 + 0.75 (18.54 \times 6) = 95.79 \text{ KN}$.

$Q_7 = 12.36 + 0.714 (18.54 \times 7) = 104.96 \text{ KN}$.

$Q_8 = 12.36 + 0.668 (18.54 \times 8) = 111.44 \text{ KN}$.

II.4.1.5 Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	G_{cumule}	Q_i	Q_n		Section trouvée	Section adoptée
Attique	81.35	17.874	00	99.22	99.22	12.36	12.36	111.58	74.38	35x35
Etage7	65.40	17.874	4.781	88.055	187.275	18.54	30.90	218.175	145.45	35x35
Etage 6	65.40	17.874	4.781	88.055	275.33	17.80	47.58	322.91	215.27	40X40
Etage 5	65.40	17.874	4.781	88.055	363.385	17.80	62.42	425.805	283.87	40X40
Etage 4	65.40	17.874	4.781	88.055	451.44	17.80	74.92	526.36	350.90	45x45
Etage 3	65.40	17.874	4.781	88.055	539.495	17.80	86.52	626.015	417.34	45x45
Etage 2	65.40	17.874	4.781	88.055	627.55	17.80	95.79	723.34	482.22	50X50
Etage 1	65.40	17.874	4.781	88.055	715.605	17.80	104.96	820.565	547.04	50X50
RDC	65.40	17.874	6.375	89.65	805.255	17.80	111.44	916.695	611.13	50x50

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

II.4.2 Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20.4 \leq 50$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 45$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20.4 \leq 45$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20.4 \leq 40$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20.4 \leq 35$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée

II.5.2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement α des poteaux

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

Avec :

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

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

L_0 : hauteur libre du poteau ;

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_y = I_x = \frac{bh^3}{12}$)

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

- © poteaux (50X50) : $L_0 = 4.08 \quad \Leftarrow = 19.78 \Phi 50.$
- © poteaux (45X45) : $L_0 = 3.06 \quad \Leftarrow = 16.50 \Phi 50.$
- © poteaux (40X40) : $L_0 = 3.06 \quad \Leftarrow = 18.55 \Phi 50.$
- © poteaux (35X35) : $L_0 = 3.06 \quad \Leftarrow = 21.20 \Phi 50.$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

Chapitre III :

Calcul des éléments

Non-structuraux

III.1. L'acrotère :**III.1.1. Introduction :**

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au calcul des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les escaliers, les balcons, l'ascenseur et l'élément structuraux à savoir les planchers.

III.1.2. Définition de L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute, il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse, soumis à un effort (G) dû à son poids propre et un effort latéral (Q) dû à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement, Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

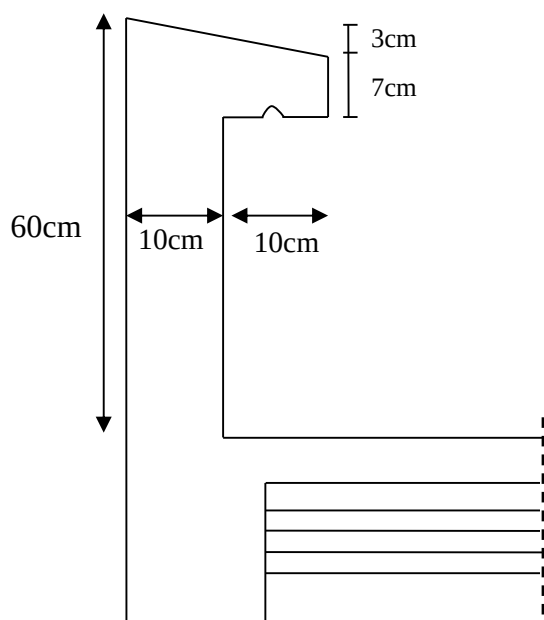


Figure III.1.1 coupe transversal de l'acrotère

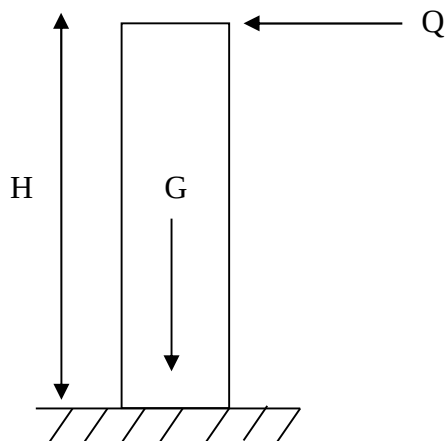


Figure III.1.2 Schéma statique

III.1.3) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.5 \times 0.1 + (0.1 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.712 \text{ KN/ml}$$

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

- Effort normal du au poids propre (G) :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1.712 \text{ KN}$$

- Effort tranchant T du a la surcharge Q :

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

- Moment fléchissant max du à la surcharge Q

$$M = Q \times 1\text{ml} \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

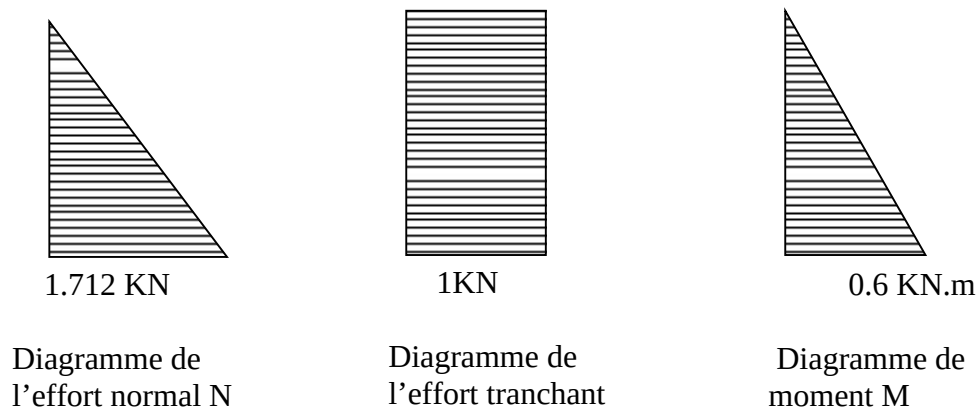


Figure III.1.3 Diagramme des efforts internes

III.1.4. Combinaison de charge :

- **A'ELU :**

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

$$\begin{cases} N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN} & (N_Q = 0) \\ T_u = 1.35 T_N + 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} & (T_N = 0) \\ M_u = 1.35 M_N + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m} & (M_N = 0) \end{cases}$$

- **A'ELS :**

La combinaison de charge est : $G+Q$

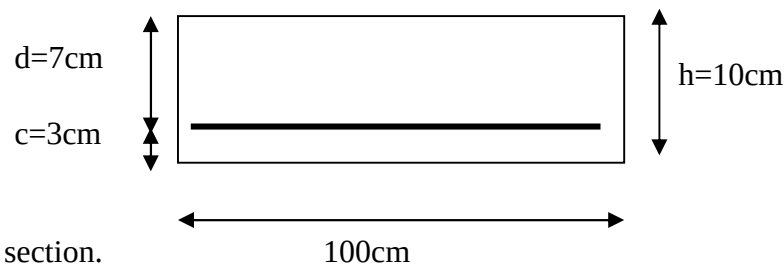
$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q = 1.712 \text{ KN} \\ T_s = T_Q = 1.5 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.1.5 Le Ferrailage:

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS

Les résultats des sollicitations se résument à un effort normal « N » et un moment de flexion M.

Il est à l'étude d'une section rectangulaire d'une base **b=1m** et d'une hauteur **h=10cm** soumise à la flexion composée.



h : Epaisseur de la section.

c : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

à l'ELU :

) **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m}$$

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

$$e_u = 38.9 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée l'effort normal (N) est un effort de compression neutre à l'intérieur → section partiellement comprimée

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis se ramène à la flexion composée

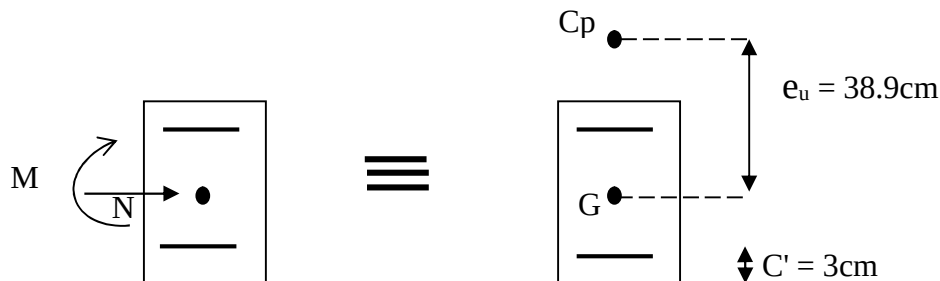


Figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

) **calcul d'armatures principales**

❖ **Armatures fictives**

Moment fictif

$$M_f = N_u \cdot g$$

g : la distance entre le centre de pression (C_p) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.9 + \frac{10}{2} - 3 = 40.9$$

$$M = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.31 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.946 \text{ KN.m}$$

Moment réduit:

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_b} = \frac{0.946 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec :

$$f_b = \frac{0.85 f_{cz}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSP)}$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_s} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ Armatures réelles (en flexion composé)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III.1.6. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité [Art A-4.2.1/BAEL 91]

$A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b f_{t2}}{f} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée $\rightarrow$ on adoptera la section minimale d'armatures ($A_{\min}$)

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S = \frac{1}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ Armatures de répartitions

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

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration est **préjudiciable**, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct2} ; 4 \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} ; \quad V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ K} \quad V_u: \text{effort tranchant}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{(100 \times 70) \times 10} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{c} \quad \text{vérifiée}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{ct} ; \quad f_{ct28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s: \text{coefficient de scellement} ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \sum u_l}$$

$$\sum u_l \text{ : somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.5$$

$$\text{D'où : } \tau_s = \frac{1.5}{0.9 \times 7 \times 10.5} = 0.23 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Espacement des barres

$$\text{Armatures principale : } S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures de répartition } S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres verticales [Art A.6.1.2 / BAEL 91]

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{ct28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{(4 \times 2.84) \times 10} = 28.1 \text{ cm} \quad \text{soit } L = 3 \text{ c}$$

III.1.7 Vérification a l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

σ_b : La contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_b$: La contrainte admissible dans le béton comprimé

σ_s : La contrainte dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible dans les aciers tendus

1. Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_s = \frac{(0.6) \times 10}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f ; \max(0.5 f ; 110 \sqrt{\eta f_{t2}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K}$$

$$\text{on a } \rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \rightarrow K = 43.82$$

$$\sigma_b = \frac{46.6}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(pas de fissuration dans le béton)

❖ Conclusion

Les conditions sont vérifiées. Donc notre ferrailage calculé a l'ELU est vérifié a l'ELS

1. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zone II_a , groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

élément en console $\rightarrow C_p=0.3$

W_p : poids de l'acrotère, $W_p=1.675$ KN/ml

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (Q) supérieur à l'effort sismique (F_p) . Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra

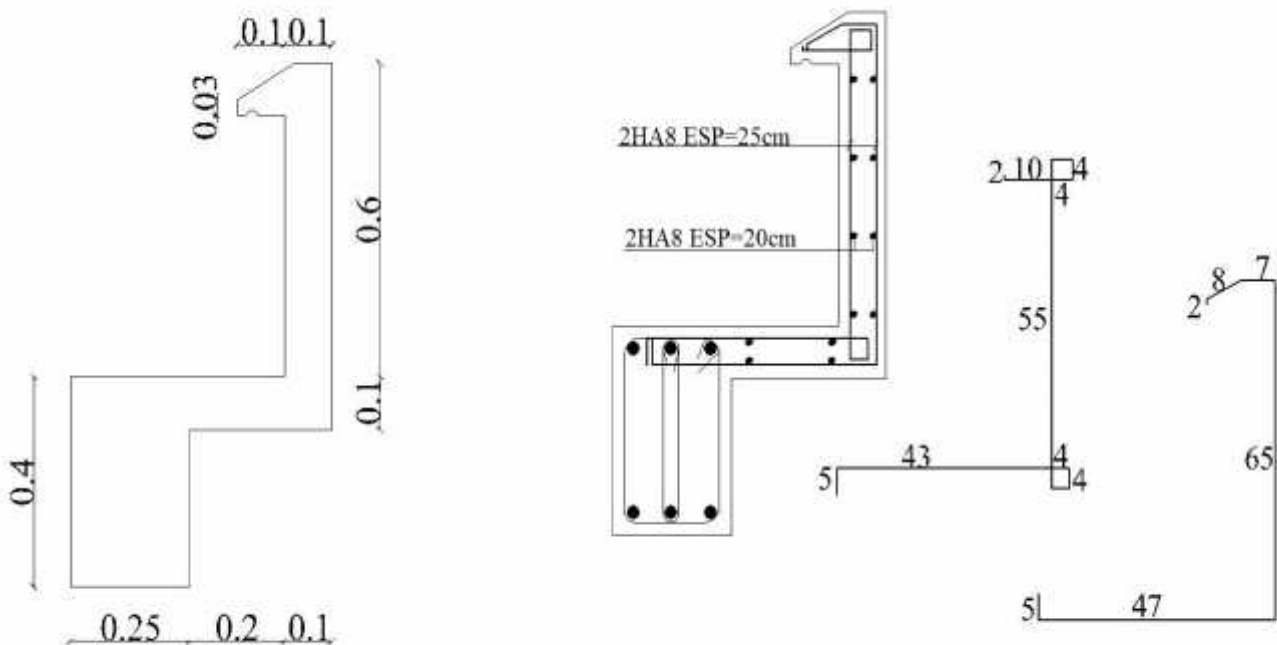


Figure III.1.5 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère

III.2 plancher :

III.2.1. Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm, les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux, Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures : appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites
 - ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles doivent satisfaire les conditions suivantes « : BAEL91 B.6.8, 423 » :

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

a) armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

l : entraxe des poutrelles

On optera pour $5T5=0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) armatures parallèles des poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_1}{2} = \frac{0.9}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

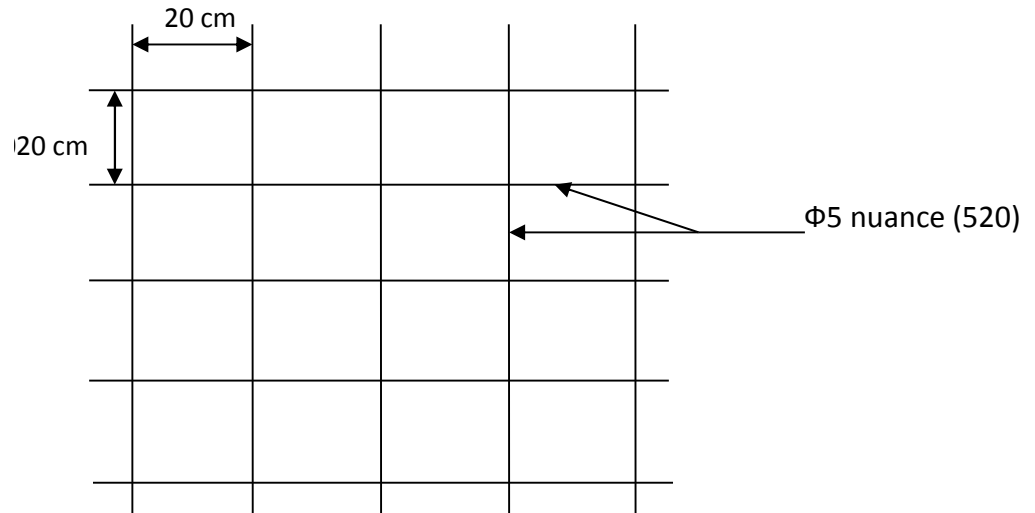


Figure.III.2.1 : Ferrailage de la dalle de compression (Treillis soudé)

III.2.3. Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur section en T, la distance entre axe est de 65cm, le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

a-) Avant le coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme poutre appuyée sur deux extrémités, elle travaille en flexion et supporte son poids propre, le poids de corps creux et le poids propre de l'ouvrier

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.12 \times 0.04) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Charge Permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.4 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

Combinaison de charges :

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

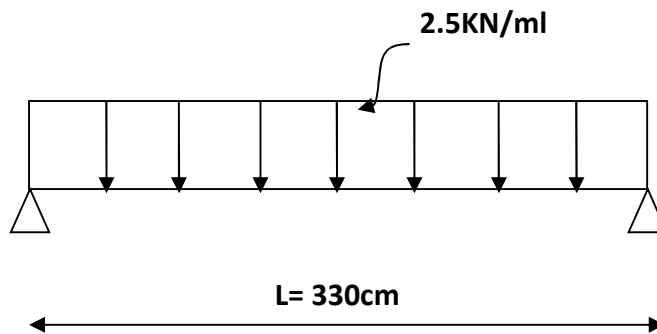


Figure.III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle

- calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.3^2}{8} = 3.40 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3.3}{2} = 4.12 \text{ KN}$$

- Ferrailage :

$$b = 12\text{cm}, h = 4\text{cm}$$

Soit $c = 2 \text{ cm}$ → la hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_b} = \frac{3.40 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14.2} = 4.98$$

$\mu = 5.61 > \mu_l = 0.392$ → la section est doublement armée

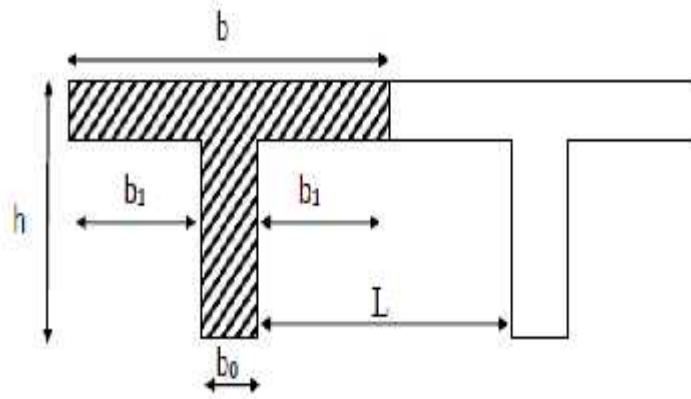
Comme la section de la poutrelle est faible ; alors on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charge et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

b-) Après le coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q_u uniformément répartie combinaison de 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 aux planchers.

b-1) Dimensionnement de la poutrelle :**Figure III.2.3 : Dimension de la section en T**

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{2}; \frac{L_1}{1}; 8h_0 \right\}$$

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($L = 65 - 12 = 53$ cm)

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles ($L_1 = 330$ cm)

D'où :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{53}{2}; \frac{330}{1}; 8 \times 4 \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min \{26.5; 33; 32\} \Rightarrow b_1 = 26.50 \text{ cm}$$

b : la largeur de la table de compression

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

❖ **chargement : charges et surcharges :**

Le calcul se fait pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable dans notre cas c'est le plancher RDC

Avec : charge permanente : $G = 0.65 \times 5.29 = 3.438$ KN/ml

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ KN/ml

a) combinaison de charge :**❖ ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.438) + 1.5 (0.975) = 6.104 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = G + Q = 3.438 + 0.975 = 4.413 \text{ KN/ml}$$

❖ choix de la méthode de calcul :

L'étude s'effectue à l'aide de l'une des méthodes suivantes

-) méthode forfaitaire
-) méthode de Caquot
-) méthode des trois moments

❖ vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

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

- 1) La valeur de la charge d'exploitation doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/ml :

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

$$Q = 0.975\text{KN/ml}$$

$$2G = 2 \times 3.438 = 6.876 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \min \{6.876 \text{ KN/ml}; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$Q = 0.975\text{KN/ml} < 5\text{KN/ml} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 2) la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable $\rightarrow$ **condition vérifiée**
- 3) le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les travées considérées $\rightarrow$ **condition vérifiée**
- 4) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.25}{3.55} = 0.915 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.55}{3.30} = 1.076 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.30}{3.10} = 1.065 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{3.10}{3.25} = 0.95 \Rightarrow C.V$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

Principe de la méthode : Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment statique 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 .

le rapport α est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 = la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée et soumise au même chargement (moment isostatique)

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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 :

$$M_t \geq \min \{ 1.0 ; (1 + 0.3 \alpha) \} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive}$$

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

0.6 M_0 pour une poutre de 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.

0.3 M_0 pour les appuis de rives semi encastrés

Schéma statique de calcul

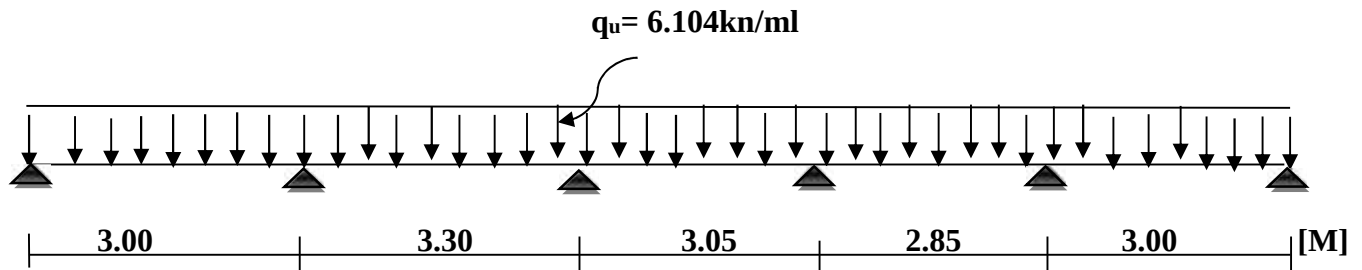


Figure III.2.4: schéma statique de la méthode forfaitaire

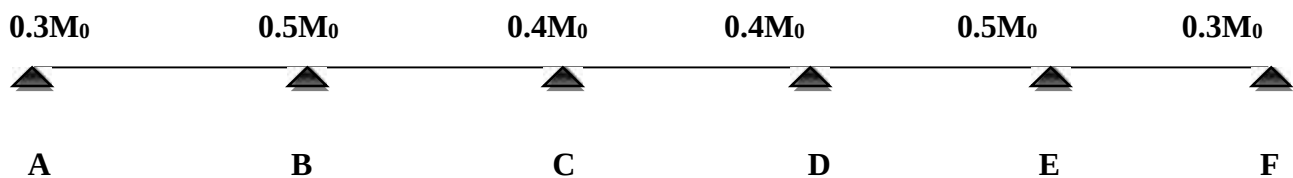


Figure III.2.5: schéma statique de calcul.

➤ Effort tranchant :

L'effort tranchant en tout point de la poutre est :

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

Les moments M_i et M_{i+1} sont des moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement de la travée considérée. Leurs valeurs doivent être prises avec leurs signes (valeur algébrique).

$\Theta(x)$: l'effort tranchant de la travée isostatique

$$T(i) = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad T(i+1) = \frac{-q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Application de la méthode

on a : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.438) + 1.5 (0.975) = 6.104 \text{ KN/ml}$

-Calcul du rapport de charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.438} = 0.22$$

α	$1+0.3 \alpha$	$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2}$	$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2}$
0.22	1.066	0.633	0.533

▪ **Calcul de moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.00	3.30	3.05	2.85	3.00
M_0 (KN.M)	$M_{01} = 6.867$	$M_{02} = 8.309$	$M_{03} = 7.097$	$M_{04} = 6.197$	$M_{05} = 6.867$

Tableau III.2.1 : Moment isostatique.

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

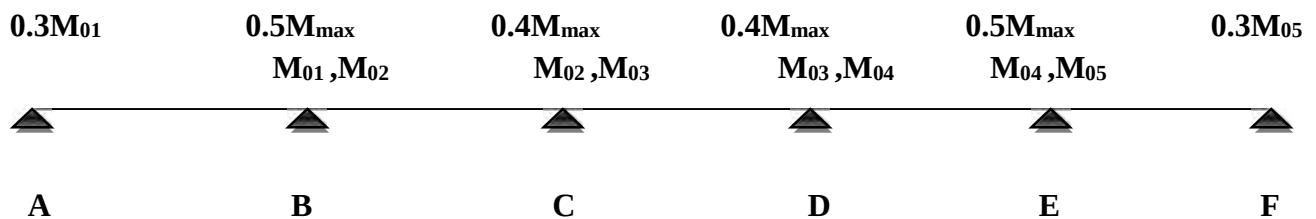


Figure III.2.6 : valeurs des moments aux appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,3
M_{appuis} (Kn.m)	2.060	4,154	3,323	2,838	3,433	2.060

Tableau III.2.2: Moment aux appuis.

➤ **Calcul des moments en travées :**

✓ **Travées de rives AB :**

$$M_{\text{t}} \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{\text{t}} \geq \max[7.210 ; 7.320] - \frac{2.0 + 4.1}{2}$$

$$M_{\text{t}} \geq 7.320 - 3.107 = 4.213 \text{ KN.m}$$

$$M_{tI} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 6.867 = 4.346 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tI} = 4.346 \text{ KN.m}$

✓ Travée intermédiaire BC :

$$M_{tI} \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tI} \geq \max[8.724 ; 8.857] - \frac{4.1 + 3.3}{2}$$

$$M_{tI} \geq 8.857 - 3.738 = 5.118 \text{ KN.m}$$

$$M_{tI} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 8.309 = 4.428 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tI} = 5.118 \text{ KN.m}$

✓ Travée intermédiaire CD :

$$M_{tI} \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tI} \geq \max[7.451 ; 7.565] - \frac{3.3 + 2.8}{2}$$

$$M_{tI} \geq 7.565 - 3.080 = 4.485 \text{ KN.m}$$

$$M_{tI} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 7.097 = 3.782 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tI} = 4.485 \text{ KN.m}$

✓ Travée intermédiaire DE :

$$M_{tI} \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_{tI} \geq \max[6.506 ; 6.606] - \frac{2.8 + 3.4}{2}$$

$$M_{tI} \geq 6.606 - 3.135 = 3.470 \text{ KN.m}$$

$$M_{tI} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.533 \times 6.197 = 3.303 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tI} = 3.470 \text{ KN.m}$

✓ Travées de rives EF :

$$M_{t1} \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_{t1} \geq \max[7.210 ; 7.320] - \frac{3.4 + 2.0}{2}$$

$$M_{t1} \geq 7.320 - 2.746 = 4.573 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.633 \times 6.867 = 4.346 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t1} = 4.573 \text{ KN.m}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_t (kn.m)	3,346	5,118	4.485	3,470	4.573

Tableau III.2.3 : Récapitulatif des moments en travée.

➤ calcul de l'effort tranchant :

➤ travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \cdot L_A}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_A} = \frac{6.104 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.154) - (-2.060)}{3.00} = 8.1 \text{ K}$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L_A}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_A} = -\frac{6.104 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.154) - (-2.060)}{3.00} = -1.2 \text{ K}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \cdot L_B}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_B} = \frac{6.104 \times 3.30}{2} + \frac{(-3.323) - (-4.154)}{3.30} = 1.3 \text{ K}$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_B}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_B} = -\frac{6.1 \times 3.3}{2} + \frac{(-3.3) - (-4.1)}{3.3} = -9.8 \text{ K}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \cdot L_C}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_C} = \frac{6.104 \times 3.05}{2} + \frac{(-2.838) - (-3.323)}{3.05} = 9.4 \text{ K}$$

$$T_D = -\frac{q_u \cdot L_C}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_C} = -\frac{6.104 \times 3.05}{2} + \frac{(-2.838) - (-3.323)}{3.05} = -9.1 \text{ K}$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \cdot L_D}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_D} = \frac{6.104 \times 2.85}{2} + \frac{(-3.433) - (-2.838)}{2.85} = 8.4 \text{ K}$$

$$T_E = -\frac{q_u \cdot L_D}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_D} = -\frac{6.104 \times 2.85}{2} + \frac{(-3.433) - (-2.838)}{2.85} = -8.9 \text{ K}$$

➤ Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \cdot L_E}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_E} = \frac{6.104 \times 3.00}{2} + \frac{(-2.060) - (-3.433)}{3.00} = 9.6 \text{ K}$$

$$T_F = -\frac{q_u \cdot L_E}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_E} = -\frac{6.104 \times 3.00}{2} + \frac{(-2.060) - (-3.433)}{3.00} = -8.6 \text{ K}$$

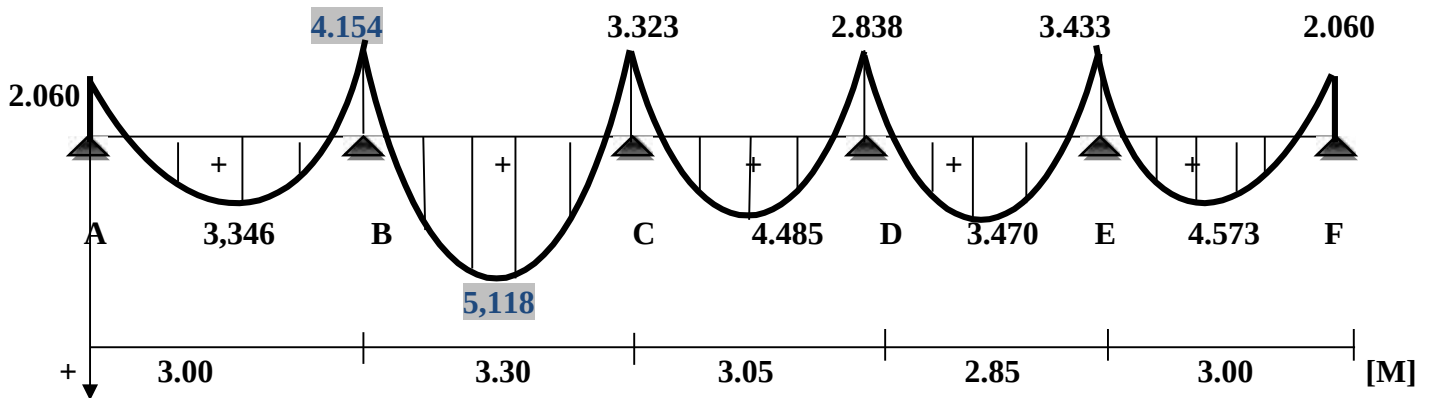


Figure III.2.7: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

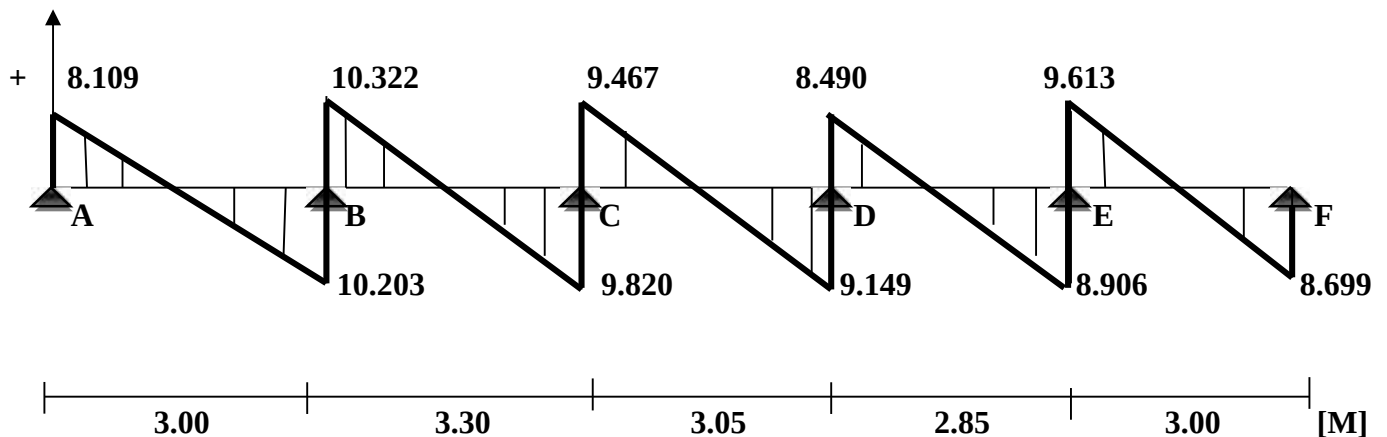


Figure III.2.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait avec le moment max en travée et sur appuis

$$M_t^{\max} = 5.118 \text{ kn.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 4.154 \text{ kn.m}$$

1. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section Té dont les caractéristiques géométriques sont :

$$h=20 \text{ cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm}; h_0=4\text{cm} ; d = 18\text{cm}.$$

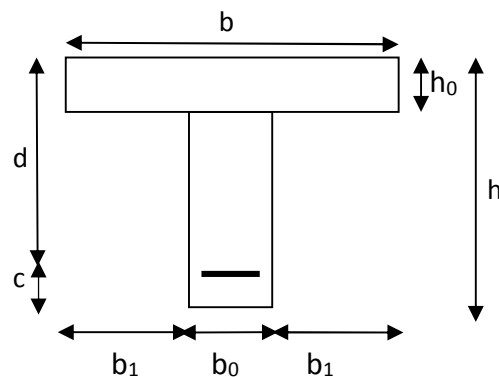


Figure III.2.9: Caractéristique géométrique section en Té

✓ **En travée:**

Moment max en travée : $M_{t \max} = 5.118 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_b \quad \text{avec} \quad f_b = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$M_0 = 59.072 \text{ KN m} > M_{t \max} = 5.118 \text{ KN m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression

D'où le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h$ ($65 \times 20 \text{ cm}^2$)

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_b} = \frac{5.118 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.20} = 0.0171$$

$\mu = 0.0149 < \mu_i = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.118 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.825 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Aux appuis**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{um}}{bd^2 f_b} = \frac{4.154 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.20} = 0.0138$$

$\mu=0.011 < \mu_i=0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0.0138 \rightarrow \beta=0.993$

$$A_s = \frac{M_{um}}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,154 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 0.667 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1HA10 = 0.78 \text{ cm}^2$

Conclusion :

En travée : $2HA10 = 1.57\text{cm}^2$

Aux appuis : $1 HA10 = 0.78\text{cm}^2$

2. Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91) :

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

$$\phi_t = m \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_c}{10}; \phi_{lb} \right\} = m \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10 \right\} = 0.571\text{cm}$$

Φ_t : diamètre des armatures transversales

h : hauteur des planchers

b_0 : largeur de l'âme

Φ_{lmax} : diamètre maximale des armatures longitudinales

On opte pour

$A_{st} = 2HA8 = 1,00\text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ($\Phi 8$).

3. Espacement entre les armatures transversales (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

$St \leq \min (0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 19.2 \text{ cm}$

Soit $S_t=15\text{cm}$

❖ **Vérification à l'ELU:****1. Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)****En travée**

$$A_s \geq A_{m1} = \frac{0.23 b_0 d f_{ct}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st}=1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis :

$$A_s \geq A_{m1} = \frac{0.23 b_0 d f_{ct}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a=0.78 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{a} \quad V_u = 10.322 \text{ K}$$

$$\tau_u = \frac{10.322 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.477 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct2} ; 5M \right\} \quad (B \quad \frac{9}{A} \quad A.5.2.1,2)$$

$$\bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times f_{ct28} ; 5M \right\} = m \{ 3.33 M ; 5M \} = 3.33 M$$

$$\tau_u = 0.477 M \leq \bar{\tau}_u = 3.33 M \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{ct} \quad ; \quad f_{ct28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement ; $\Psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence)

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

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

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{10.322 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.014 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 1.014 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
Pas de risque d'entraînement des barres.

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times \pi \times 10 = 31.4 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{10.322 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.4} = 2.63 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 2.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée
Pas de risque d'entraînement des barres

4. -Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{ct} \quad ; \quad \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.00 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.33 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.132 \text{ cm}$$

$L_s = 15 \text{ cm}$ longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

❖ Calcul à l'ELS :

❖ $q_s = G + Q = 3.438 + 0.975 = 4.413 \text{ KN/ml}$

1. 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 q_s / q_u .

$q_u = 6.104 \text{ KN.m}$ $q_s / q_u = 0.723$

2. calcul le moment fléchissant

Les résultats des moments isostatiques sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.00	3.30	3.05	2.85	3.00
M ₀ (KN.M)	M ₀₁ = 4.964	M ₀₂ = 6.007	M ₀₃ = 5.131	M ₀₄ = 4.480	M ₀₅ = 4.964

Tableau III.2.4 Moment isostatique à l'ELS.

Les résultats des moments aux appuis sont résumés dans le tableau suivant :

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient β	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,3
$M_{\text{appuis}} \text{ (kn.m)}$	1.489	3.003	2.402	2,051	2.482	1.489

Tableau III.2.5 : Moment aux appuis à l'ELS.

Les résultats des moments en travées sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$M_t \text{ (kn.m)}$	2.419	3.700	3.242	2.508	3.306

Tableau III 2.6 : Récapitulatif des moments en travée

3. Calcul des efforts tranchants :

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$T_i \text{ (kn)}$	$T_A = 5.849$	$T_B = 7.463$	$T_C = 6.844$	$T_D = 6.138$	$T_E = 6.950$
$T_{i+1} \text{ (Kn)}$	$T_B = - 7.376$	$T_C = - 7.099$	$T_D = -6.614$	$T_E = - 6.439$	$T_F = - 6.289$

Tableau III.2.7 les efforts tranchants

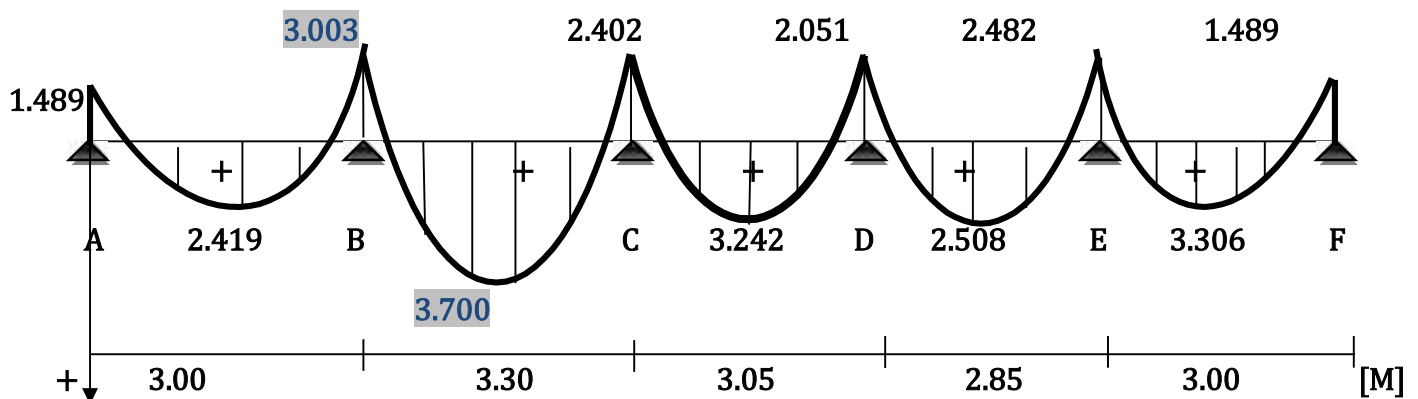


Figure III 2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

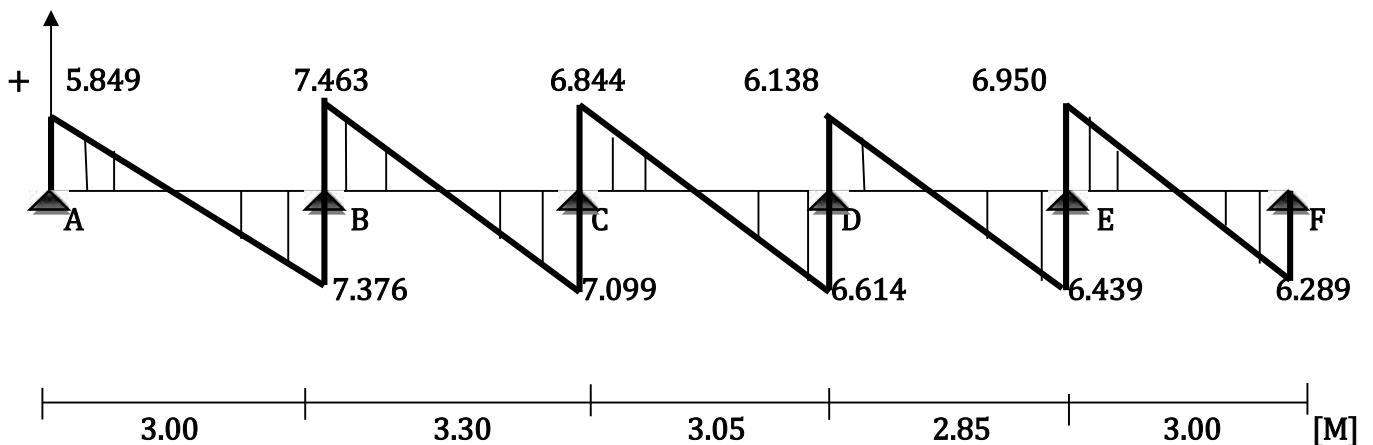


Figure III 2.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Moment max en travée : $M_{t \max} = 3.700 \text{ KN m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 3.003 \text{ KN m}$

Effort tranchant max : $V_{s \max} = 7.463 \text{ KN}$

❖ Vérification à l'ELS :

▪ Etat limite de la résistance de béton à la compression

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = K \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 0.78}{12 \times 18} = 0.361$$

$$\rho = 0.361 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.906 \quad \rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{(3.003) \times 10^3}{0.906 \times 18 \times 0.78} = 236.085 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.026 \times 236.085 = 6.138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travées

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.32 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.0395$$

$$\sigma_s = \frac{(3.700) \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 149.464 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 5.904 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

❖ La Flèche :

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 :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f} ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Portée libre maximale.

M_t : Moment maximum en travée.

M₀ : Moment maximum isostatique

b₀ : Largeur de nervure

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.0606 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f = \frac{M_t^2 L^2}{10 E_v I_{vh}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500} = 6.60 \text{ mm}$$

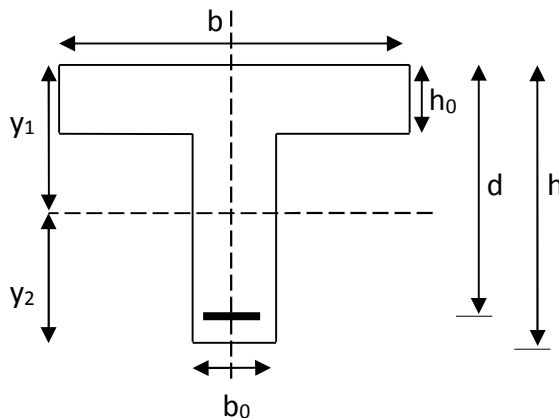
$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{vh} : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I_{vh} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I₀ : moment d'inertie homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité



$$I_c = \frac{b_c(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_c)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_x}{B_c}$$

Sxx : Moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B₀ : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_c) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_c \cdot h + (b - b_0)h_c + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 1.57} = 6.83 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.83 = 13.17 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{12(6.83^3 + 13.17^3)}{3} + (65 - 12)20 \left[\frac{20^2}{12} + \left(6.83 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1.57(13.17 - 2)^2$$

$$I_0 = 14656.64 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_c \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \implies \beta = 0.985$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t2}}{\left(2 + \frac{3 \times b_c}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.007} = 2.35$$

$$\mu = m \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t2}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t2}}; 0 \right\} = m \{0.38; 0\} = 0.38$$

$$I_{fh} = \frac{1.1 \times 14656.64}{1 + 2.35 \times 0.38} = 8516.8 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fh}} = \frac{3.700 \times 3.300^2}{10 \times 10818.86 \times 8516.8 \times 10^{-8}} = 0.0043 \text{ mm}$$

$$f = 0.0043 \text{ mm} > \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes

Armatures en travée : **2HA10**

Armatures en appuis : **1HA10**

Armatures transversales : **2Φ6**

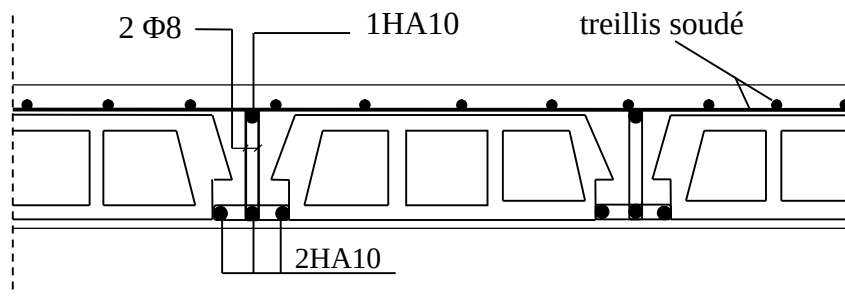


Figure III.2.12: Ferrailage des poutrelles

III.3 les balcons :

III.3.1. Introduction :

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

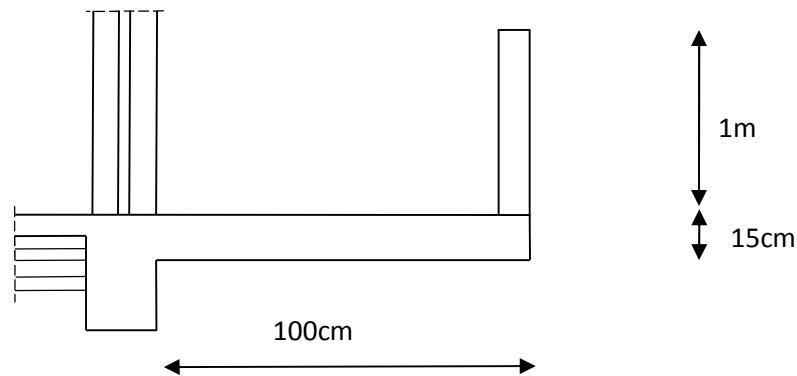


Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon

III.3.2 Dimensionnement :

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{1} = \frac{1}{1} = 12,5$$

On adopte **e = 15cm**

III.3.2.1 Détermination des charges :

a) Charges permanentes

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G₁=5,35

Tableau III-3.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

b) Charge concentrée (garde corps) :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2 × 0,02	0,72
Poids total			G2= 1,62

Tableau III 3.2 : Les charges concentrées revenant au balcon.

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie

) Charges d'exploitation Q :

$$Q=3,5 \times 1=3,5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.2.2 Combinaison des charges :

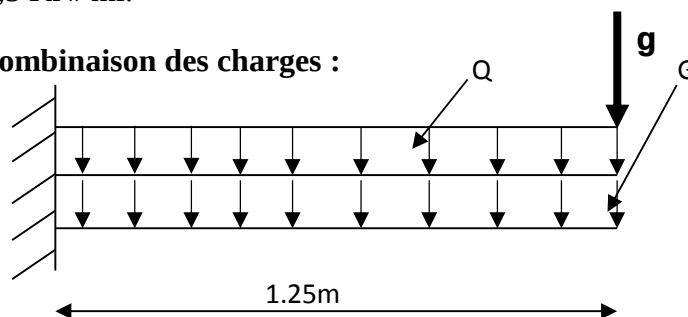


Figure III.3.2 : Schéma statique du balcon

▪ A l'ELU :

La dalle pleine :

$$q_{u1}=1,35G+1,5Q \times 1\text{ml}= 1,35(5,35) +1,5(3,5) =12,47 \text{ KN/ml}$$

Garde Corps :

$$q_{u2}=1,35g=1,35(1,62) \times 1\text{ml}=2,187 \text{ KN/ml}$$

▪ ELS :

$$q_{s1}=G+Q= (5,35+3,5) \times 1\text{ml}=8,85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2}=g=1,62 \times 1\text{ml}=1,62 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des moments fléchissant :

1) A l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :

$$M_U = \frac{q_{u1}L^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_U = \frac{1.4 \times 1.2^2}{2} + 2.187 \times 1.25 = 12.475 \text{ K.m}$$

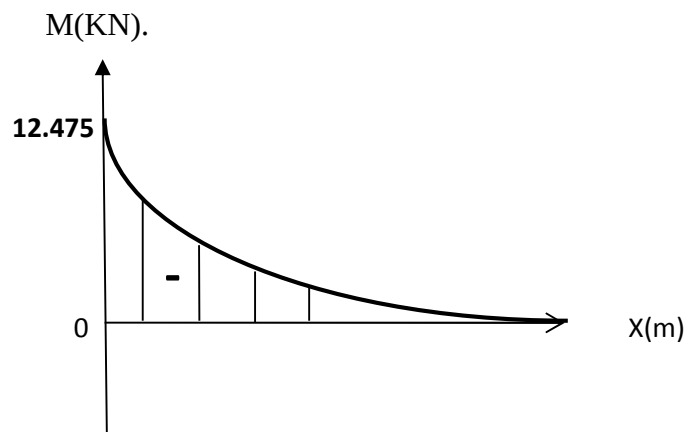


Figure III.3.3 : Diagramme de moment à l'ELU.

2) A l'ELS

$$M_S = \frac{q_{s1}L^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_S = \frac{8.8 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.25 = 8.954 \text{ K.m}$$

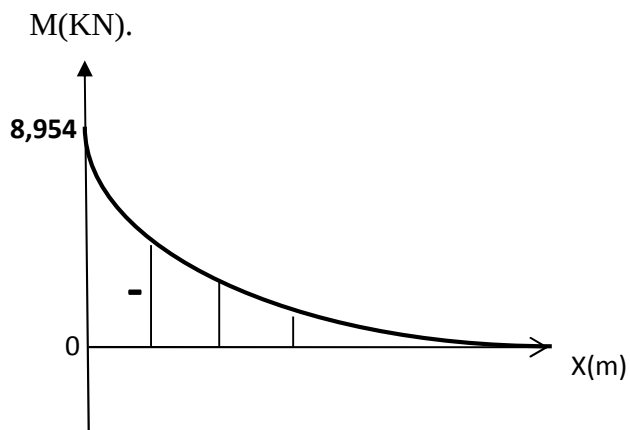


Figure III.3.4 : Diagramme de moment à l'ELS.

III.3.2.3 Ferrailage:

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

$$B = 1\text{m} ; d = h - c = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{12.475 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.475 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 2.83\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 4\text{HA14} = 6.16\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA10} = 3.14\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25\text{cm}$$

III.3.2.4 Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

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

$$\text{En travée : } A_s = 1.57\text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.16\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{ct} ; \quad f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

)] **Détermination de l'effort tranchant :**

$$V_{u\max} = q_u \times l + g$$

$$V_{u\max} = (12.47 \times 1.25) + 2.187 = 17.7745 \text{ KN}$$

$\sum u_t$ = somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_t = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 14 = 17.584 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{17.584 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 175.84} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad a \quad V_u = 17.584 \text{ K}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct2} ; 4M \right\} \quad (B \quad 91 \text{ A} \quad . \text{A.5.2.1,211})$$

$$\tau_u = \frac{17.584 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4M \right\} = m \{ 2.5 M ; 4M \} = 2.5 M$$

$$\tau_u = 0.135 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 M \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

▪ **Armature principale**

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min [3h, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Armature secondaires**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min [4h, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.2.5 Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

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

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f ; \max(0.5f ; 110\sqrt{\eta f_{t2}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 10} = 0.616$$

$$\rho = 0.616 \rightarrow \beta_1 = 0.885$$

$$\sigma_s = \frac{8.954 \times 10^6}{0.885 \times 100 \times 6.16 \times 10^2} = 164.24 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 164.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

c) vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on doit vérifier ces trois conditions :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 > 0.062 \quad \text{c} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b} \leq \frac{4.2}{f} \Rightarrow \frac{6.16}{100 \times 13} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{c} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.12 > \frac{12.475}{10 \times 12.475} = 0.01 \quad \text{c} \quad \text{vérifiée}.$$

Conclusion :

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

Résultat :

Après toute vérification nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :**

$$A_{st} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

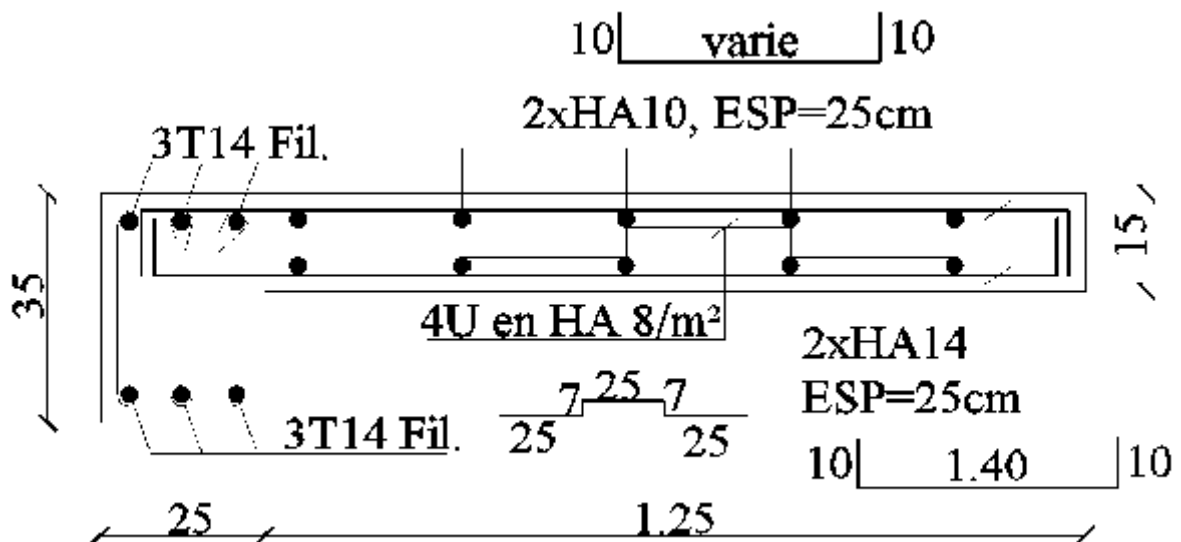


Figure III.3.5 : Coffrage et Ferrailage du balcon

III.4 : Salle machine

III .4.1 Définition :

Notre bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(1.20 \times 1.40) = 1.68 \text{ m}^2$ appuyées sur ses 4 cotés, en plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant le petite et la grande portée.

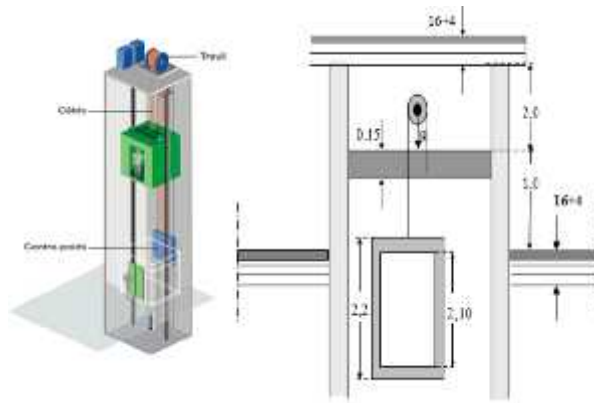


Figure III-4-1) : salle machine.

III .4.2 Pré-dimensionnement :

) **Hauteur de la dalle :**

$$ht = \frac{L}{30} = \frac{120}{30} = 4.00 \text{ cm}$$

ht : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

On optera pour une hauteur : ht = 15cm

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

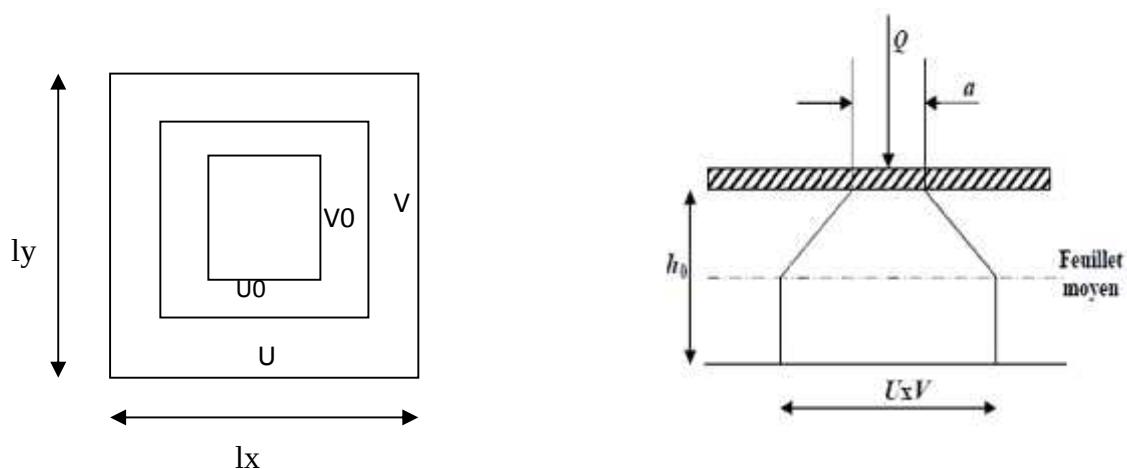


Figure III.4.2 :) Diffusion de la charge dans le feuillet

) **Calcul de U et V:**

On a: $U = U_0 + e.K + ht$

$$V = U_0 + e.K + ht$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle (ht = 15cm)

e : épaisseur du revêtement (e = 5cm)

K : Revêtement aussi solide que le béton (coefficient donné par les abaques de PIGEAUD K=2).

$U_0 = V_0 = 80$ cm (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III.4.3 Calcul des moments :

) **Les moments M_{x1} , M_{y1} engendrée par le système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q. (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = q. (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec :

v: Coefficient de poisson : $\begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{L} ; \frac{V}{L})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$\frac{L}{l} = \frac{1,2}{1,4} = 0,90 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens. Le calcul se fera en flexion en considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 0,90 \\ \frac{U}{L} &= \frac{1}{1} = 0,90 \\ \frac{V}{L} &= \frac{1}{1} = 0,80 \end{aligned} \right\} \quad M_1=0,055 \text{ et } M_2=0,043$$

) **Calcul à l'ELU:**

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 108 \times 0,055 = 5,94 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,043 = 4,644 \text{ KN.m.}$$

) **Les moments M_{x2} , M_{y2} engendrée par le poids propre de la dalle**

$\rho = 0.90 > 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.90 \quad \mu_x = 0.0498 \quad ; \quad \mu_y = 0.693$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

Avec:

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml et } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0498 \times 6.563 \times (1.20)^2 = 0.470 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.693 \times 0.47 = 0.326 \text{ KN.m}$$

) **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.94 + 0.47 = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.644 + 0.326 = 4.97 \text{ KN.m}$$

Remarque :

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

❖ **Moments en travée :**

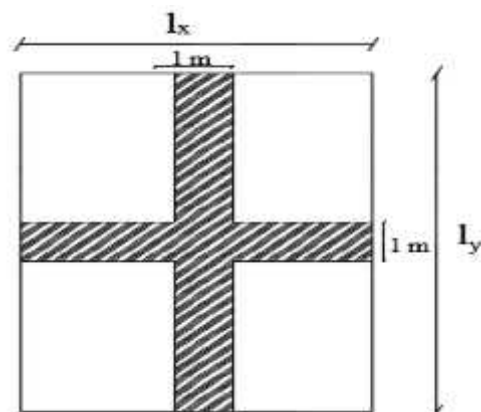
$$M_{xt} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6.41 = 5.448 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.97 = 4.224 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{xa} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 6.41 = -1.923 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 4.97 = -1.491 \text{ KN.m}$$



III .4.4 Le ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$

Z Dans le sens x-x

➤ **Aux appuis: $M_{xa} = 1.923 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{1.923 \times 10^3}{100 \times (12^2) \times 14.2} = 0,0094 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0,01$; $\beta = 0,995$

$$Aa = \frac{M}{\beta \times \sigma_s} = \frac{1.9 \times 10^3}{0,9 \times 1 \times 3} = 0.462 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²**

Avec : **St=25cm**

➤ **En travée : $M_{xt} = 5.448 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{5.448 \times 10^3}{100 \times (12^2) \times 14.2} = 0,026 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0,026$; $\beta = 0,995$

$$At = \frac{M_t}{\beta X \times \sigma_s} = \frac{5.448 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 = 2.01 cm²**

Avec : **St=25cm**

Z Dans le sens y-y

➤ **Aux appuis: $M_{ya} = 1.491 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{1.491 \times 10^3}{100 \times (12^2) \times 14.2} = 0,0070 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$\mu = 0,007$; $\beta = 0,9965$

$$Aa = \frac{M}{\beta \times \sigma_s} = \frac{1.923 \times 10^3}{0,9965 \times 12 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²**

Avec : **St=25cm.**

➤ En travée : $M_{yt} = 4.224 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_b} = \frac{4.224 \times 10^3}{100 \times (12^2) \times 14.2} = 0,020 < \mu_t = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,020 \quad ; \quad \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta X \times \sigma_s} = \frac{4.224 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 1,022 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA8 = 2.01 cm²** Avec : **St=25cm**

III .4.5.Vérification à l'ELU :

) **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**
Direction principale sens x-x

$$A_{st} \geq \rho_0 b h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction.

ρ_0 : 0.8‰ : Pour les HA (FeE400 et FeE500).

$$A_a = 2,01 > 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.90}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Direction secondaire sens y-y

$$A_t = 2,01 > 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.90}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

) **Ecartement des barres**

Direction principale ou plus sollicité : min (2h ; 25cm)

- Armatures $A_x // L_x$: St=25cm $\leq$ min (2h ; 25cm) **Condition vérifiée**

Direction secondaire ou moins sollicité : min (3h ; 33cm

- Armatures $A_y // L_y$: St=25cm $\leq$ min (3h ; 33cm) **Condition vérifiée**

) **Contrainte tangentielle :**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable

$U = V$, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens

$$\bar{\tau}_u = m \left\{ \frac{0.07}{\gamma_b} f_{ct2} ; 5M \right\}$$

$$m \left(\frac{0.07 \times 25}{1.5}; 5M \right) = 1,167 M$$

$$V_u = \frac{p}{2 V \times U} = \frac{1,35 \times 108}{3.1} = 34.286 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} = \frac{3.2}{1 \times 1} = 0.0286 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0286 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III .4.6 Vérification à l'ELS :

Evaluations les moments M_x et M_y dus aux système à l'ELS

$$M_{01} = 0.055 \quad M_{02} = 0.043$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q. (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = q. (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec :

$$v: \text{Coefficient de poisson} \quad v = 0,2 \text{ à l'ELS} \quad P_s = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = 80. (0,055 + 0,2 \times 0,043) = 5.088 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80. (0,043 + 0,2 \times 0,055) = 4.32 \text{ KN.m}$$

) Les moments M_{x2} , M_{y2} engendrée par le poids propre de la dalle

$$\rho = 0.90 \quad \mu_x = 0,0529 \quad ; \quad \mu_y = 0.846$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0529 \times 4,75 \times (1,20)^2 = 0,362 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,846 \times 0,362 = 0,306 \text{ KN.m}$$

) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.088 + 0,362 = 5.477 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.32 + 0,306 = 4.628 \text{ KN.m}$$

Remarque :

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

❖ Moments en travée :

$$M_{xt} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5.477 = 4.655 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 4.628 = 3.934 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{xa} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 5.477 = -1.643 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 4.628 = -1.3884 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Sens x-x

) **En travée :**

$$M_t = 4.655 \text{ K.m} \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169$$

$$\rho = 0.169 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow K_1 = 59.63$$

$$M_t = 4.655 \text{ K.m} \rightarrow \sigma_s = \frac{4.655 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 2.01} = 210 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa} \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 210 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{2}{5.6} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 3.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

) **Aux appuis :**

$$M_a = 1.643 \text{ K.m} \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

) **Contrainte de compression dans l'acier**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169$$

$$\rho = 0.169 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow K_1 = 59.63$$

$$M_a = 1.643 \text{ K.m} \rightarrow \sigma_s = \frac{1.6 \times 10^3}{0.9 \times 12 \times 2.0} = 73 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa} \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K1} = \frac{7}{5.6} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y

) En travée :

$$Mt = 3.934 \text{ K} \cdot m \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169$$

$$\rho = 0.169 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow K_1 = 59.63$$

$$Mt = 4.655 \text{ K} \cdot m \rightarrow \sigma_s = \frac{3.934 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 2.01} = 174.8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa} \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 174.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K1} = \frac{1.6}{5.6} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 2.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

) Aux appuis :

$$May = 1.3884 \text{ K} \cdot m \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

) Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169$$

$$\rho = 0.169 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow K_1 = 59.63$$

$$Ma = 1.643K .m \quad \rightarrow \quad \sigma_s = \frac{1.3884 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 59.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa} \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 59.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K1} = \frac{5.0}{5.6} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{2} \times \frac{M}{M0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{f}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1} = 0.125 > \frac{1}{1} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1} = 0.125 > \frac{M}{1 \times} = \frac{4.6}{1 \times 3.9} = 0.12 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b} = \frac{2.0}{1.1} = 0.001675 \leq \frac{4.2}{f} = \leq \frac{4.2}{4} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.4.7. Schéma de ferrailage :

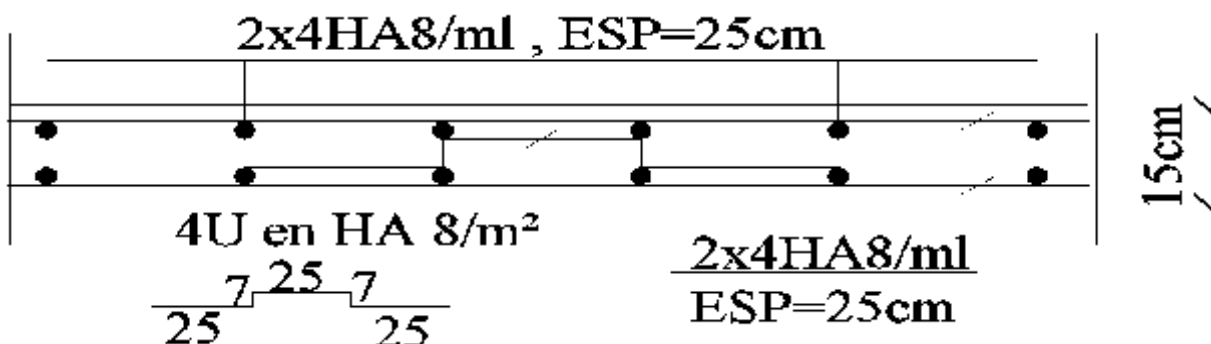


Figure.III.4.2. schéma de ferrailage de la salle machine.

III.5.Calcul des escaliers

III.5.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Dans notre cas, il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en deux 2 types :

- 1) Escalier balancés au niveau de RDC.
- 2) Escalier droits a deux volées pour l'étage courant.

III.5.2 définition d'ordres fonctionnels et caractéristiques géométriques :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

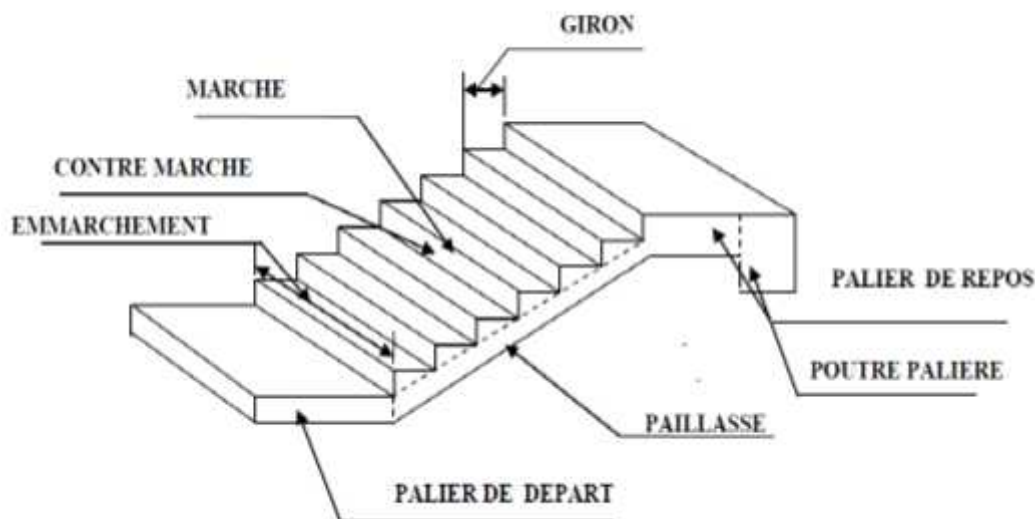


Figure III.5.1 : Principaux termes relatifs un à escalier.

- **La marche** : est la partie horizontales qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant la chute des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17cm.

- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble de marche compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et / ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général à 0.65m de collet, si $E \geq 1m$.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.5.3. Pré-dimensionnement :

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).

Dans notre cas on s'intéresse au calcul de deux types d'escalier :

- 1) RDC qui comporte deux volées et le palier intermédiaire composé des marches balancés.
- 2) Etage courant qui comporte deux volées et un palier intermédiaire.

1) Escalier du RDC :

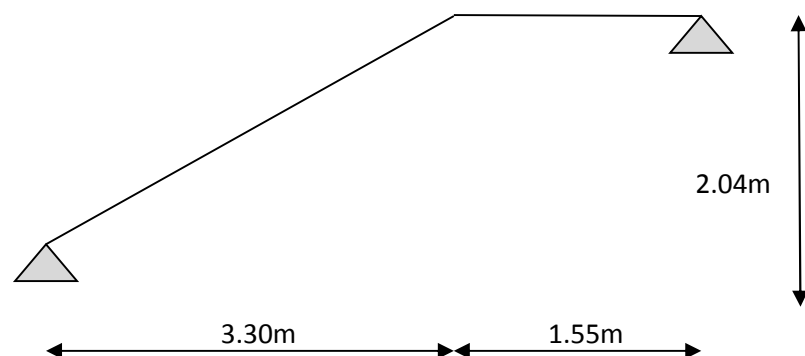


Figure III.5.2 : schéma statique de l'escalier de RDC

III.5.3.1 Calcul de n,h et g :

En tenant compte des dimensions sur les plans, les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BRONDEL :

$$5 \leq 2h + g \leq 6$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$1 \leq h \leq 1.5 \quad 5 \leq g \leq 6$$

Le nombre de contre marche : $n=H/h$.

Le nombre de marche : $m= n-1$.

Raideur d'escalier : $r = h/g$.

En habitation collective l'emmarchement doit être $\geq 120\text{cm}$

La profondeur $L1 \geq 3g$ ou $L1 \geq 110\text{cm}$.

) Application :

On prend $h=17\text{ cm}$

Nombre de marches $n = \frac{204}{17} = 12$ contre marches sur une volées

On a $g + 2h \leq 66\text{ cm}$ donc $g \leq 66 - (2 \times 17) = 32\text{cm}$

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

Vérification des lois de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

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

III.5.3.2.Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L}{3} \leq e_p \leq \frac{L}{2}$$

Avec L : la longueur réelle de la paillasse et du palier

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{1}{3} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{3.30}{\cos(29.53)} = 3.79 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_1 = 3.79 + 1.55 = 5.34 \text{ m}$$

$$\frac{5}{3} \leq e_p \leq \frac{5}{2}$$

$$17.80 \leq e_p \leq 26.70$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$ pour le paillasse et le palier

III.5.3.3 Détermination des charges et surcharges (escalier du RDC) :

1. Charge permanente :

✓ Poids des revêtements :

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Revêtement de carrelage (2cm)	22 x 0.02=0.44
Mortier de pose (2cm)	22x0.02=0.44
Couche de sable (2cm)	18x0.20=0.36
Enduit de ciment (1.5cm)	22x0.015=0.33
Poids propre de garde corps	0.2
Charge totale	G_r=1.77

Tableau III.5.1 : charges permanentes (revêtements).

✓ Le palier

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	25x0.25=6.25
Poids des revêtements	1.77
Charge totale	G₁= 8.02

Tableau III.5.2 : charges permanentes du palier.

✓ La volée

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{2 \times 0.2}{c} = 7.1$
Poids des marches	$\frac{2 \times 0.1}{2} = 2.1$
Poids des revêtements	1.77
Charge totale	G ₂ =11.08

Tableau III.5.3 : charges permanentes de la volée.

a) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

b) Combinaison des charges à l'ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 \times (8.02) + 1.5 \times (2.5) \times 1 \text{ ml} = 10.827 + 3.75 = 14.60 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times (11.08) + 1.5 \times (2.5) \times 1 \text{ ml} = 14.96 + 3.75 = 18.71 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des efforts internes :

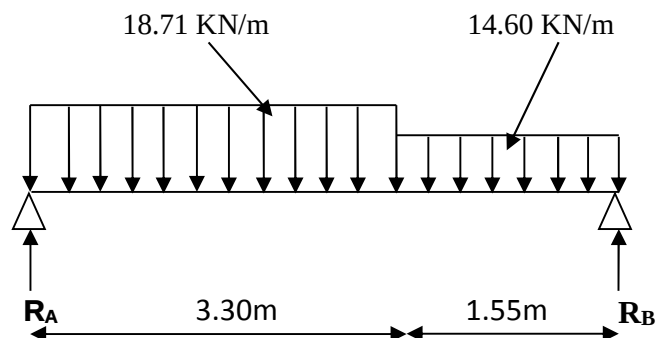


Figure III.5.3 : schéma statique de calcul à l'ELU.

) Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (18.71 \times 3.30) - (14.60 \times 1.55) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 61.74 - 22.63 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 84.37 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\square -4.85R_B + \left(18.71 \times 3.30 \times \frac{3.30}{2}\right) + (14.60 \times 1.55) \times \left(\frac{1.55}{2} + 3.30\right) = 0$$

$$\square -4.85R_B + 101.90 + 92.22 = 0 \quad \square -4.85R_B + 194.12 = 0$$

$$\square R_B = \frac{194.12}{4.85} = 40.02 \text{ K}$$

$$(1) \Rightarrow R_A = 84.37 - 40.02 = 44.35 \text{ KN}$$

) **Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :**

) **Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 3,30\text{m}$**

$$\sum M / i = 0$$

$$\square M(x) = xR_A - 18.71\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\square M(x) = 44.35x - 18.71\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / Y = 0 \quad \square T_y = R_A - 18.71x$$

$$\square T_y = 44.35 - 18.71x$$

) **Tronçon 2: $0 \leq X \leq 1.55\text{m}$**

$$\sum M / i = 0$$

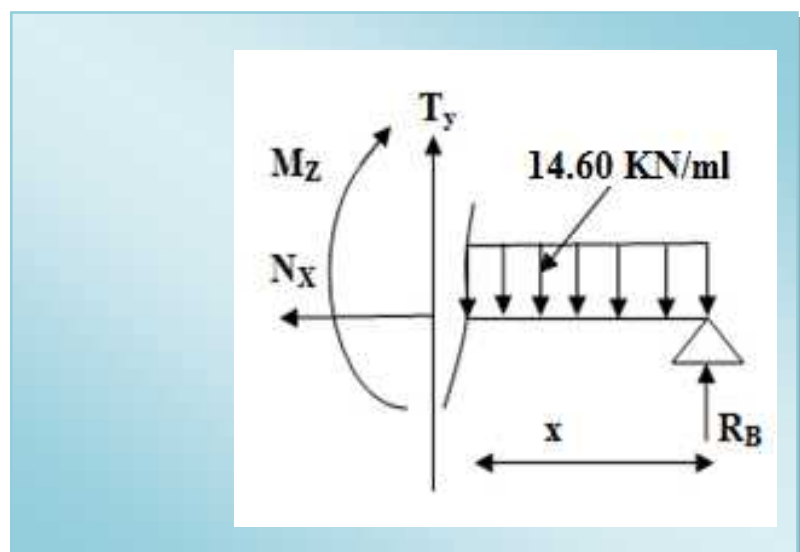
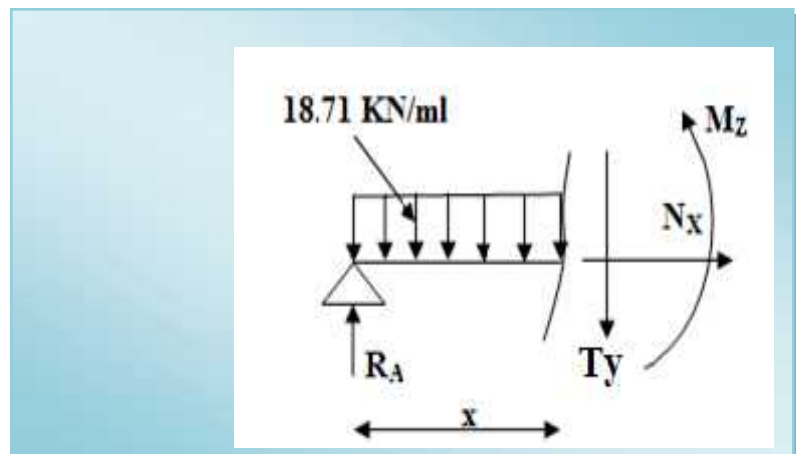
$$\square M(x) = -xR_B + 14.60\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\square M(x) = -40.02x + 14.60\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / Y = 0 \quad \square T_y = R_B - 14.60x$$

$$\square T_y = -40.02 + 14.60x$$

✓ Effort tranchant :



Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq X \leq 3,30\text{m}$	$44.35 - 18.71 x$	0	44.35
		3,30	-17.40
$0 \leq X \leq 1,55\text{m}$	$-40.02 + 14.60 x$	0	-40.02
		1,55	-17.40

Tableau III.5.4 : Efforts tranchant à L'ELU.

✓ Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN.m)
$0 \leq X \leq 3,30\text{m}$	$44.35 x - 18.71 \left(\frac{x^2}{2} \right)$	0	0
		3,30	44.50
$0 \leq X \leq 1,55\text{m}$	$-40.02x + 14.60 \left(\frac{x^2}{2} \right)$	0	0
		1,55	44.50

Tableau III.5.5 : Moments fléchissant à L'ELU.

La valeur maximale du moment M_z (X)

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 44.35 - 18.71 x = 0$$

$$\text{Donc } X = 2,37 \text{ m et } M_z^{\max} = 52.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_z^{\max} = 15.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_z^{\max} = 44.68 \text{ KN.m}$$

18.71 KN/m

14.60 KN/m

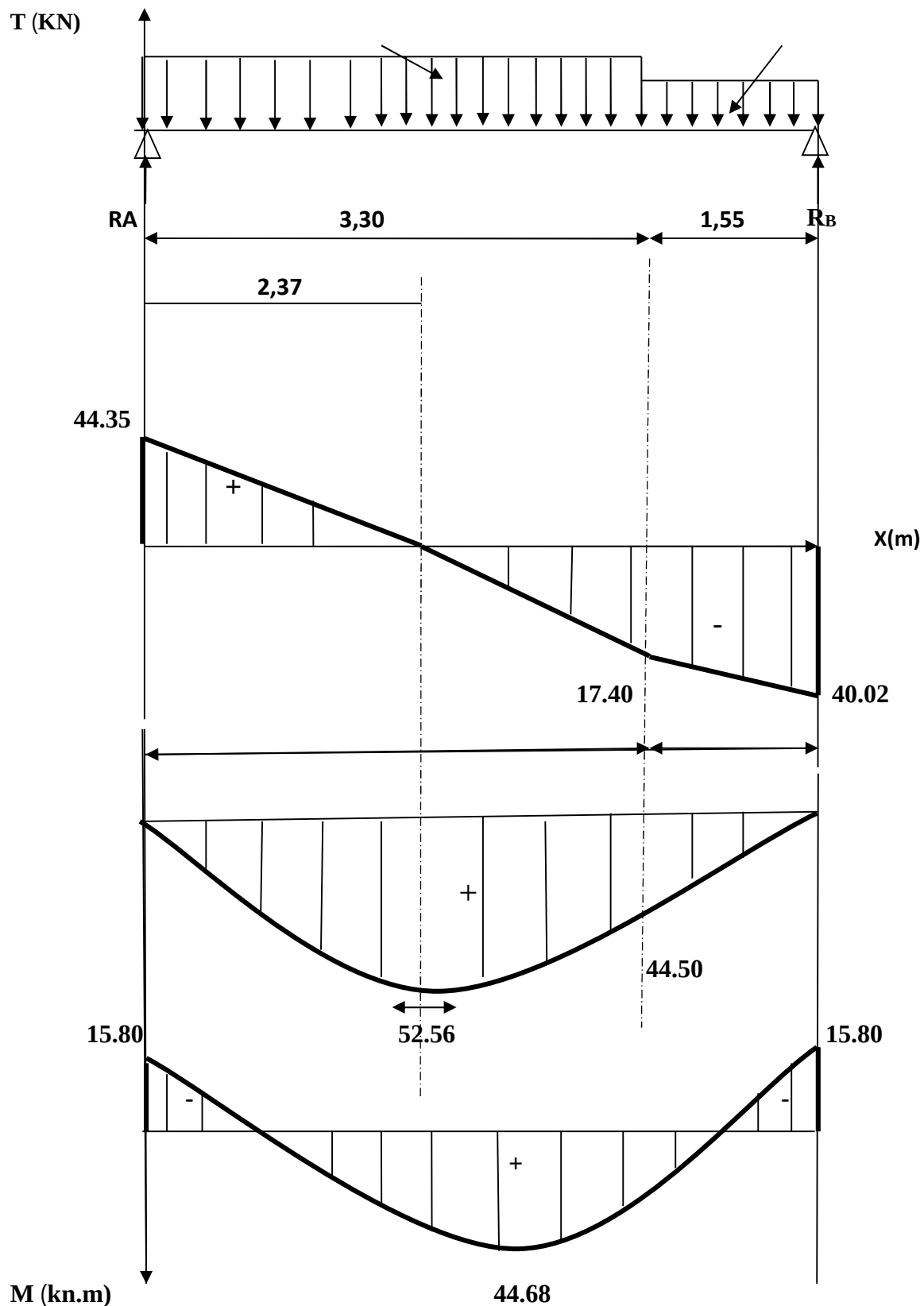
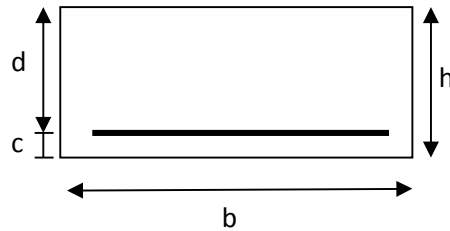


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.5.3.4 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire dont les caractéristiques géométrique sont :

$b=100\text{ cm}$; $h=25\text{ cm}$; $c=3\text{ cm}$; $d=22\text{ cm}$



a) En travée:

$$M_u^t = 43.83 \text{ KN.m}$$

Armatures principales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{44.68 \times 10^6}{1000 \times (220)^2 \times 14.2} = 0.070$$

$\mu=0.070 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu=0.070 \rightarrow \beta=0.964$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{44.68 \times 10^3}{0.964 \times 22 \times 348} = 6.050 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 9\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=12\text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.18}{4} = 2.55 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20\text{ cm}$

b) En appuis :

$$M_u^a = 15.80 \text{ KN.m}$$

Armatures principales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{15.80 \times 10^6}{1000 \times (220)^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu=0.022 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu=0.022 \rightarrow \beta=0.989$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.80 \times 10^3}{0.989 \times 22 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 7\text{HA}10 = 5.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=15\text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

1) Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{ct}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 21 \times 2.1}{400} = 2.54 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 10.18 \text{ cm}^2 > 2.54 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 5.50 \text{ cm}^2 > 2.54 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad a \quad V_u = 44.35 \text{ K}$$

$$\tau_u = \frac{44.35 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.201 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = \bar{m} \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct2} ; 5M \right\} \quad (B \quad 91 \quad A \quad A.5.2.1,211)$$

$$\bar{\tau} = \bar{m} \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5M \right\} = \bar{m} \{ 3.33 M ; 5M \} = 3.33 M$$

$$\tau_u = 0.201 M \leq \bar{\tau}_u = 3.33 M \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :
(BEAL91/Art a.5.1,313)

On doit vérifier :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{ct} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.22 \times 1}{1.5} = 1320 \text{ KN}$$

$$V_u = 44.35 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1320 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{ct} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \sum u_l}$$

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

) En travée :

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 9 \times \pi \times 12 = 339.12 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{44.35 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 339.12} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

) En appuis :

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 7 \times \pi \times 10 = 219.80 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{44.35 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 219.80} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

e) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{ct} \quad ; \quad \Phi = 12 \text{ mm}$$

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$.

f) La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 \times l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage.

2) Combinaison des charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

Palier : $q_s = (8.02 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 10.52 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s = (11.08 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 13.58 \text{ KN/ml}$

Calcul des efforts internes :

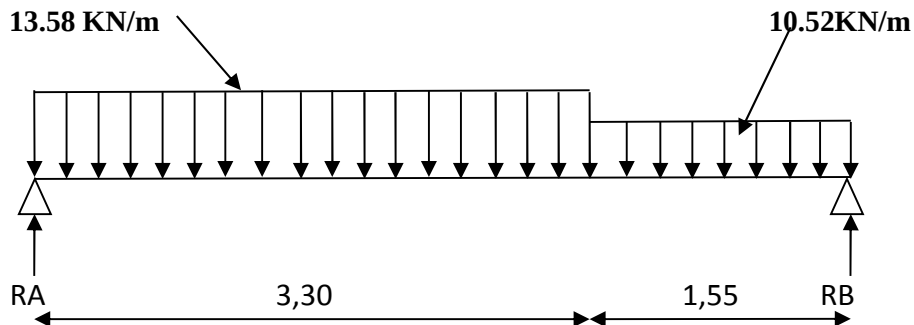


Figure III.5.5 : Schéma statique de calcul à ELS.

) Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (13.58 \times 3.30) - (10.52 \times 1.55) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 44.814 - 16.306 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 61.12 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow -4.85 R_B + \left(13.58 \times 3.30 \times \frac{3.30}{2} \right) + (10.52 \times 1.55) \times \left(\frac{1.55}{2} + 3.30 \right) = 0$$

$$\Rightarrow -4.85 R_B + 73.94 + 66.45 = 0 \Rightarrow -4.85 R_B + 140.39 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{140.39}{4.85} = 28.95 \text{ K}$$

$$(1) \Rightarrow R_A = 61.12 - 28.95 = 32.17 \text{ KN.}$$

)] **Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :**

)] **Tronçon 1 :** $0 \leq X \leq 3,30\text{m}$

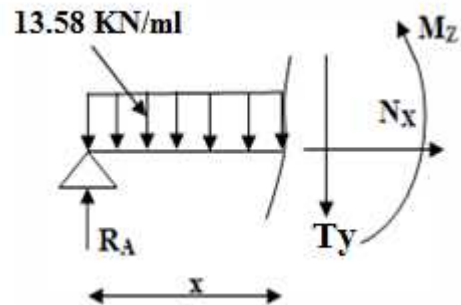
$$\sum M / i = 0$$

$$\square M(x) = xR_A - 13.58\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\square M(x) = 32.17x - 13.58\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / Y = 0 \quad \square T_y = R_A - 13.58 x$$

$$\square T_y = 32.17 - 13.58 x$$



)] **Tronçon 2:** $0 \leq X \leq 1.55\text{m}$

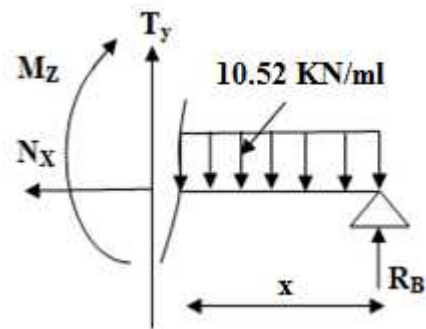
$$\sum M / i = 0$$

$$\square M(x) = -xR_B + 10.52\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\square M(x) = -28.95x + 10.52\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / Y = 0 \quad \square T_y = R_B - 10.52x$$

$$\square T_y = 28.95 - 10.52 x$$



✓ Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq X \leq 3,30\text{m}$	$32.17 - 13.58 x$	0	32.17
		3,30	-12.64
$0 \leq X \leq 1,55\text{m}$	$28.95 - 10.52x$	0	28.95
		1,55	-12.64

Tableau III.5.6: Efforts tranchant à L'ELS.

✓ Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 3,30\text{m}$	$32.17 x - 13.58 \left(\frac{x^2}{2} \right)$	0	0
		3,30	32.22
$0 \leq X \leq 1,55\text{m}$	$10.52 \left(\frac{x^2}{2} \right) - 28.95 x$	0	0
		1,55	32.22

Tableau III.5.7: Moment fléchissant à L'ELS.

La valeur maximale du moment $M_Z(X)$:

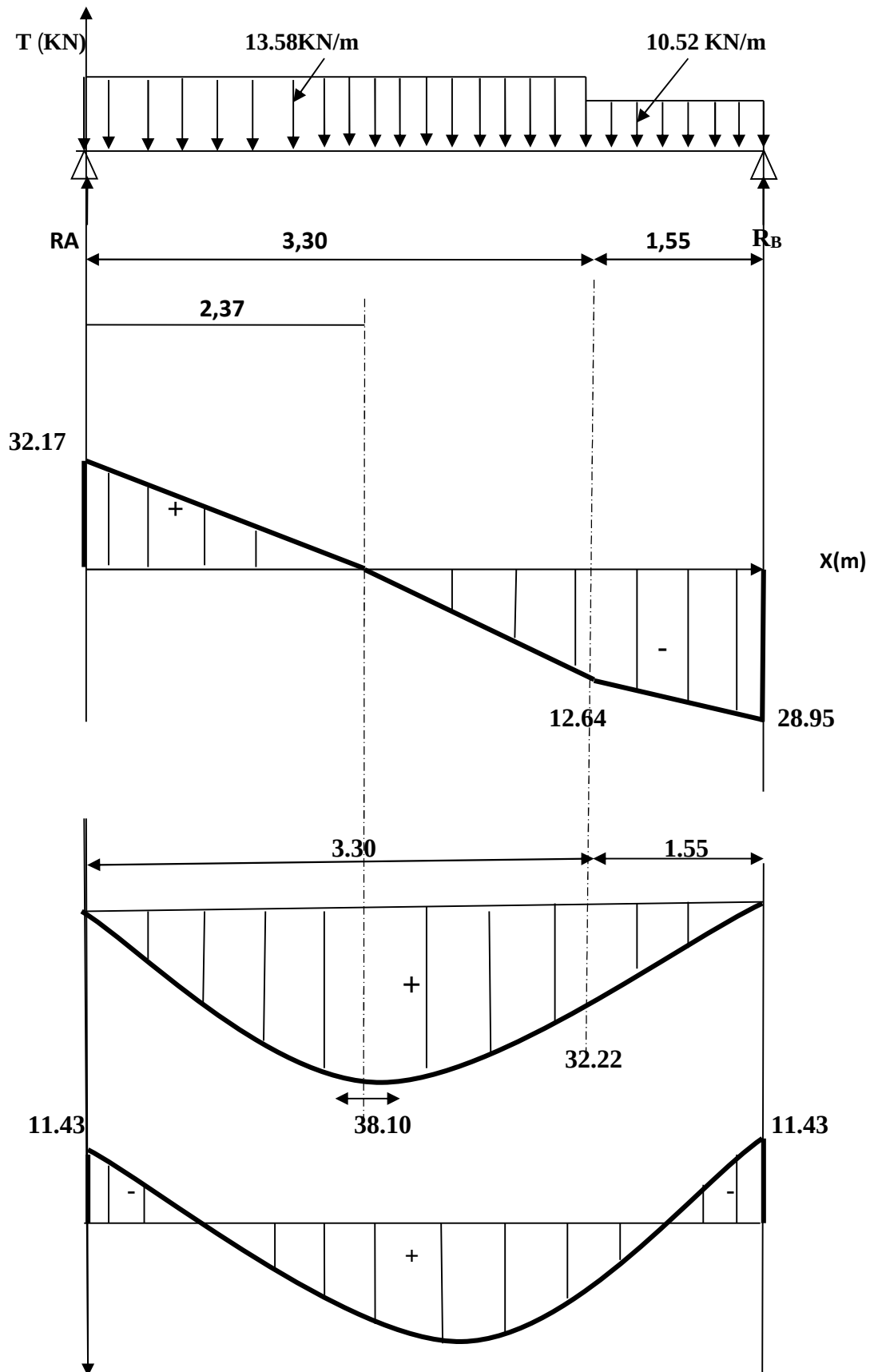
$$T_y = 0 \longrightarrow M_Z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow 32.17 - 13.58 x = 0$$

$$\text{Donc } X = 2,37 \text{ m et } M_Z^{\max} = 38.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_Z^{\max} = 11.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_Z^{\max} = 32.40 \text{ KN.m}$$



M (kn.m)**32.40****Figure III.5.6 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.****Etat limite de la résistance de béton à la compression :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s \quad \text{avec:} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15 \text{MPa}$$

) **Aux appuis :**Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.50}{100 \times 22} = 0.25$$

$$\rho = 0.25 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.920 \quad \rightarrow \quad K_1 = 47.50 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{11.43 \times 10^6}{0.920 \times 220 \times 550} = 102.70 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.021 \times 102.70 = 2.16 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \square \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **En travées :**Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 10.18}{100 \times 22} = 0.46$$

$$\rho = 0.46 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.897 \quad \rightarrow \quad K_1 = 33.54 \quad \rightarrow \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.030$$

$$\sigma_s = \frac{32.40 \times 10^6}{0.897 \times 210 \times 1018} = 168.96 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.03 \times 168.96 = 5.070 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \quad \square \quad \text{Condition vérifiée}$$

) **La flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{b} \leq \frac{4.2}{f} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment maximum isostatique

b : largeur de la section

d : la hauteur utile

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{485} = 0.0515 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{ce n'est pas vérifié}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire :

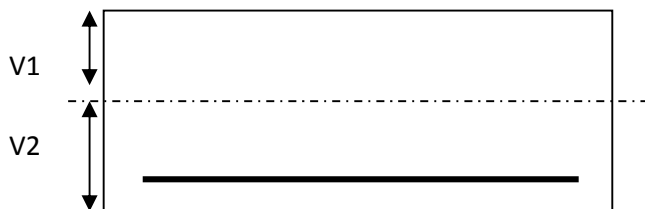
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^m \times L^4}{E_v \times I}$$

L=485cm (portée libre)

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : module de déformation déformé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

S_{xx'} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 10.18 \times 22 = 34609.4 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 25 + 15 \times 10.18 = 2652.70 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3}{2} \frac{.4}{.7} = 13.05 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 13.05 = 11.95 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I = \frac{100}{3} (13.05^3 + 11.95^3) + 15 \times 10.18 \times (11.95 - 3)^2$$

$$I = 143196.25 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_u \times d} = \frac{10.18}{100 \times 22} = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.987$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t2}}{(2 + \frac{3 \times b_u}{b}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.005} = 1.68$$

$$\mu = m \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t2}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t2}}; 0 \right\} = m \{0.47; 0\} = 0.47$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 143196.25}{1 + 0.47 \times 1.68} = 88017.36 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 E_v I_{fi}} = \frac{32.40 \times 10^6 \times 4850^2}{10 \times 10818.87 \times 88017.36 \times 10^4} = 8.003 \text{ mm}$$

$$f = 8.003 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{5} = \frac{4}{5} = 9.7 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

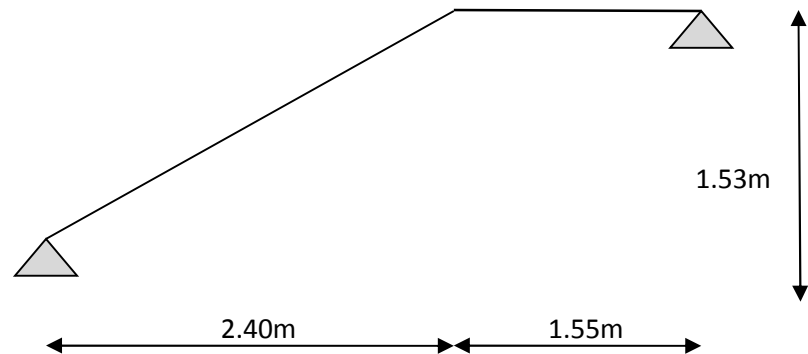
2) Escalier d'étage courant :

Figure III.5.7 : Schéma statique de l'escalier d'étage courant

III.5.4. Pré-dimensionnement :

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).

III.5.4.1 Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions sur les plans, les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BRONDEL :

$$5 \leq 2h + g \leq 6$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$1 \leq h \leq 1.5 \quad 5 \leq g \leq 6$$

Le nombre de contre marche : $n = H/h$.

Le nombre de marche : $m = n - 1$.

Raideur d'escalier : $r = h/g$.

En habitation collective l'emmarchement doit être $\geq 120\text{cm}$

La profondeur $L_1 \geq 3g$ ou $L_1 \geq 110\text{cm}$.

) **Application :**

On prend $h=17\text{ cm}$

Nombre de marches $n = \frac{153}{17} = 9$ contre marches sur une volées

On a $g + 2h \leq 66\text{ cm}$ donc $g \leq 66 - (2 \times 17) = 32\text{cm}$

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

Vérification des lois de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

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

III.5.4.2 Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L}{3} \leq e_p \leq \frac{L}{2}$$

Avec L : la longueur réelle de la paillasse et du palier

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \square \quad \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(29.53)} = 2.76\text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_1 = 2.76 + 1.55 = 4.31\text{ m}$$

$$\frac{4}{3} \leq e_p \leq \frac{4}{2} \quad \square \quad 1.4 \leq e_p \leq 2.5$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 20\text{ cm}$ pour le paillasse et le palier

III.5.4.3 Détermination des charges et surcharges (escalier d'étage courant) :

✓ Le palier

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	25x0.20=5
Poids des revêtements	1.77
Charge totale	G₁= 6.77

Tableau III.5.8 : Charges permanentes du palier.

✓ La volée

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{2 \times 0.2}{2} = 5.7$
Poids des marches	$\frac{2 \times 0.1}{2} = 2.1$
Poids des revêtements	1.77
Charge totale	G₂=9.64

Tableau III.5.9 : Charges permanentes de la volée.

✓ **Surcharge d'exploitation** : Q = 2.5 KN/m²

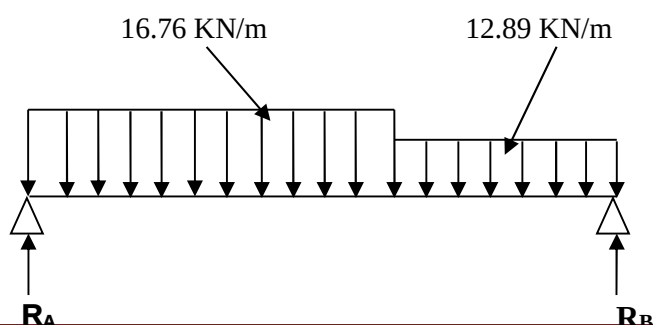
d) **Combinaison des charges à l'ELU** :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 \times (6.77) + 1.5 \times (2.5) \times 1\text{ml} = 9.14 + 3.75 = 12.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times (9.64) + 1.5 \times (2.5) \times 1\text{ml} = 13.01 + 3.75 = 16.76 \text{ KN/ml}$$

e) **Calcul des efforts internes** :



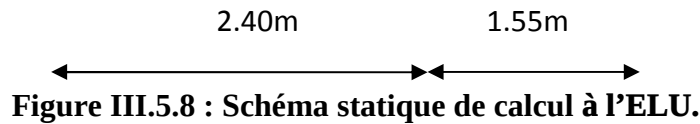


Figure III.5.8 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

Reactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F / y = 0 \quad R_A + R_B - (16.76 \times 2.40) - (12.89 \times 1.55) = 0$$

$$R_A + R_B - 40.22 - 19.98 = 0$$

$$R_A + R_B = 60.20 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum M / A = 0$$

$$-3.95R_B + \left(16.76 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}\right) + (12.89 \times 1.55) \times \left(\frac{1.55}{2} + 2.40\right) = 0$$

$$-3.95R_B + 48.27 + 63.43 = 0 \quad -3.95R_B + 111.70 = 0$$

$$R_B = \frac{111.7}{3.95} = 28.28 \text{ K}$$

$$(1) \Rightarrow R_A = 60.20 - 28.28 = 31.92 \text{ KN}$$

Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 2.40 \text{ m}$

$$\sum M / i = 0$$

$$M(x) = xR_A - 16.76\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(x) = 31.92x - 16.76\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / y = 0 \quad T_y = R_A - 16.76x$$

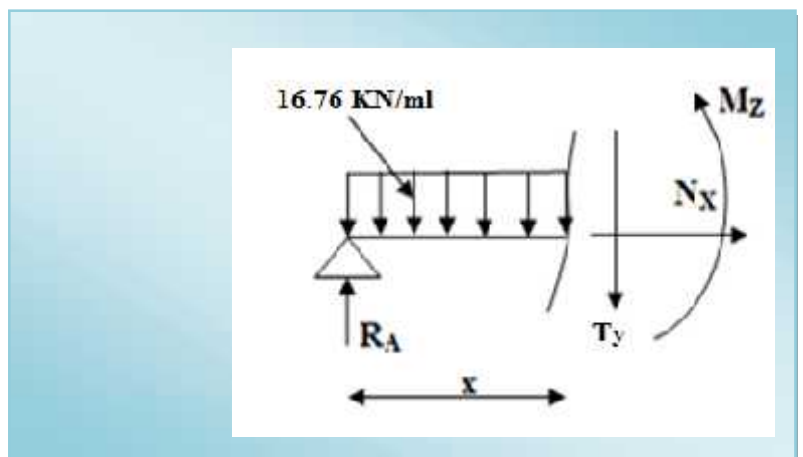
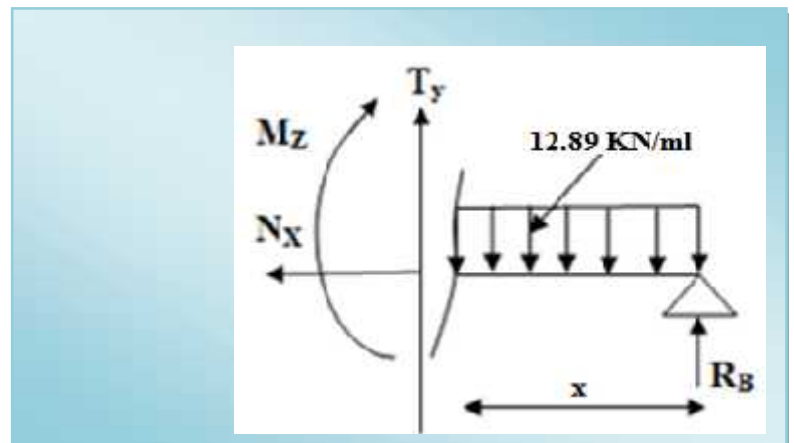
$$T_y = 31.92 - 16.76x$$

Tronçon 2 : $0 \leq X \leq 1.55 \text{ m}$

$$\sum M / i = 0$$

$$M(x) = -xR_B + 12.89\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M(x) = -28.28x + 12.89\left(\frac{x^2}{2}\right)$$



$$\sum F /_Y = 0 \Rightarrow T_y = -R_B - 12.89x$$

$$\Rightarrow T_y = -28.28 + 12.89x$$

✓ Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ X ≤ 2.40m	31.92 – 16.76 x	0	31.92
		2.40	-8.30
0 ≤ X ≤ 1,55m	-28.28+12.89 x	0	- 28.28
		1,55	-8.30

Tableau III.5.10 : Efforts tranchant à L'ELU.

✓ Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN.m)
0 ≤ X ≤ 2.40m	$31.92x - 16.76(\frac{x^2}{2})$	0	0
		2.40	28.34
0 ≤ X ≤ 1,55m	$-28.28x + 12.89(\frac{x^2}{2})$	0	0
		1,55	28.34

Tableau III.5.11 : Moments fléchissant à L'ELU.

La valeur maximale du moment M_z (X)

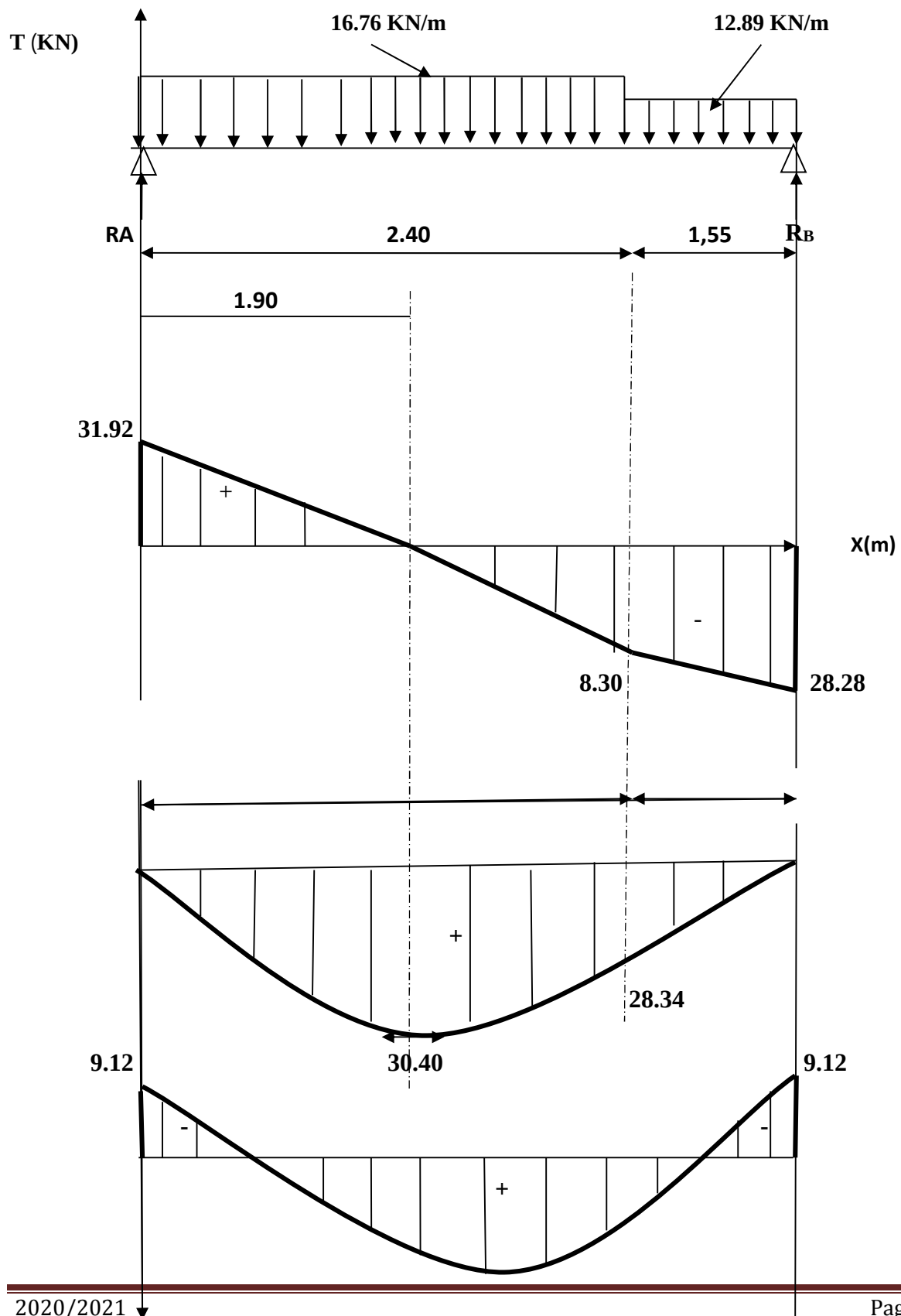
$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 31.92 - 16.76 x = 0$$

$$\text{Donc } X = 1.90 \text{ m et } M_z^{\max} = 30.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_z^{\max} = 9.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_z^{\max} = 25.84 \text{ KN.m}$$



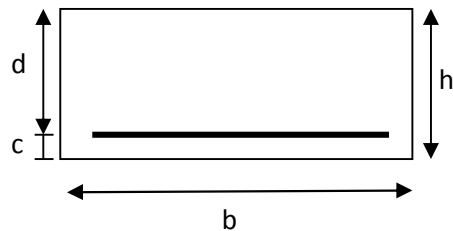
M (kn.m) **25.84**

Figure III.5.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.5.4.4. Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire dont les caractéristiques géométrique sont :

$b=100 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $c=3\text{cm}$; $d=17\text{cm}$



c) En travée:

$$M_u^t = 25.84 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{25.84 \times 10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{25.84 \times 10^3}{0.968 \times 17 \times 348} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=15\text{cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

d) En appuis :

$$M_u^a = 9.12 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{9.12 \times 10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu=0.022 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu=0.022 \rightarrow \beta=0.989$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.12 \times 10^3}{0.989 \times 17 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 7\text{HA}10 = 5.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=15\text{cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.375 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

3) Vérification à l'ELU:

g) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A_s \geq A_{m} = \frac{0.23 b d f_{ct}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > 2.05 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 5.50 \text{ cm}^2 > 2.05 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

h) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad a \quad V_u = 31.92 \text{ K}$$

$$\tau_u = \frac{31.92 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct2} ; 5M \right\} \quad (B \quad 91 \quad A \quad A.5.2.1,211)$$

$$\bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5M \right\} = m \left\{ 3.33 M ; 5M \right\} = 3.33 M$$

$$\tau_u = 0.187 M \leq \bar{\tau}_u = 3.33 M \quad \square \text{ Condition vérifiée}$$

i) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

(BEAL91/Art a.5.1, 313)

On doit vérifier :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_c \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.17 \times 1}{1.5} = 1020 \text{ KN}$$

$$V_u = 31.92 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1020 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{ct} \quad ; \quad f_{ct28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \sum u_l}$$

$$\sum u_l \quad \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

) En travée :

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 7 \times \pi \times 12 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{31.92 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 263.76} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

) En appuis :

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 7 \times \pi \times 10 = 219.80 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{31.92 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 219.80} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

k) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.221.BAEL91 mod99) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{ct} \quad ; \quad \Phi = 12 \text{ mm}$$

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40\text{cm}$.

l) La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$L_c = 0.4 \times l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16\text{cm}.$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage.

) Combinaison des charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Palier : } q_s = (6.77 + 2.5) \times 1\text{ml} = 9.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s = (9.64 + 2.5) \times 1\text{ml} = 12.14 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts internes :

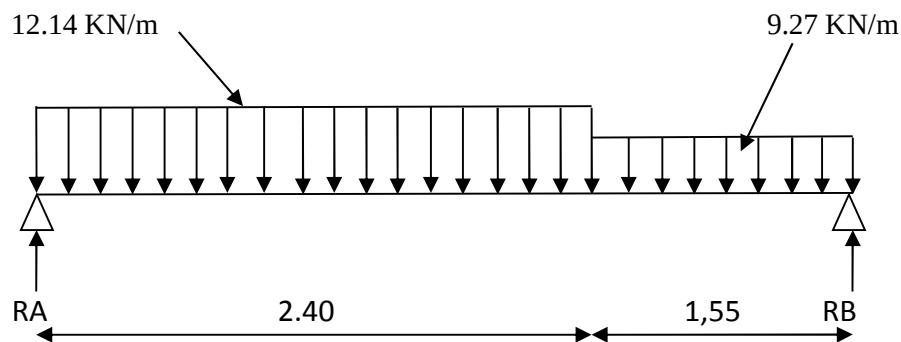


Figure III.5.10 : Schéma statique de calcul à ELS.

) Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F /_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (12.14 \times 2.40) - (9.27 \times 1.55) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 29.14 - 14.40 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 43.54 \dots \dots \dots (1)$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\square -3.95R_B + \left(12.14 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}\right) + (9.27 \times 1.55) \times \left(\frac{1.55}{2} + 2.40\right) = 0$$

$$\square -3.95R_B + 34.96 + 45.62 = 0 \quad \square -3.95R_B + 80.58 = 0$$

$$\square R_B = \frac{80.58}{3.95} = 20.40 \text{ K}$$

$$(1) \square R_A = 43.54 - 20.40 = 23.14 \text{ KN}$$

) **Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :**

) **Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 2.40\text{m}$**

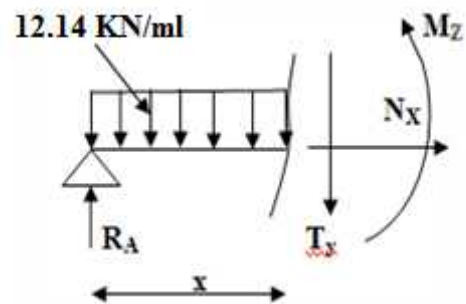
$$\sum M / i = 0$$

$$\square M(x) = xR_A - 12.14\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\square M(x) = 23.14x - 12.14\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / Y = 0 \quad \square T_y = R_A - 12.14 x$$

$$\square T_y = 23.14 - 12.14x$$



) **Tronçon 2: $0 \leq X \leq 1.55\text{m}$**

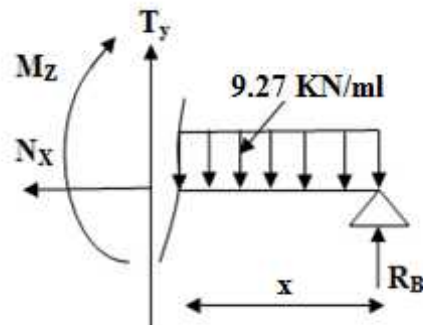
$$\sum M / i = 0$$

$$\square M(x) = -xR_B + 9.27\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\square M(x) = -20.40x + 9.27\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$\sum F / Y = 0 \quad \square T_y = R_B - 9.27x$$

$$\square T_y = 20.40 - 9.27 x$$



✓ Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq X \leq 2.40\text{m}$	$23.14 - 12.14 x$	0	23.14
		2.40	-5.99

$0 \leq X \leq 1,55\text{m}$	$20.40 - 9.27 x$	0	20.40
		1,55	-5.99

Tableau III.5.12: Efforts tranchant à L'ELS.

✓ Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 2.40\text{m}$	$23.14x - 12.14\left(\frac{x^2}{2}\right)$	0	0
		2.40	20.60
$0 \leq X \leq 1,55\text{m}$	$-20.40x + 9.27\left(\frac{x^2}{2}\right)$	0	0
		1,55	20.60

Tableau III.5.13: Moment fléchissant à L'ELS.

La valeur maximale du moment M_Z (X) :

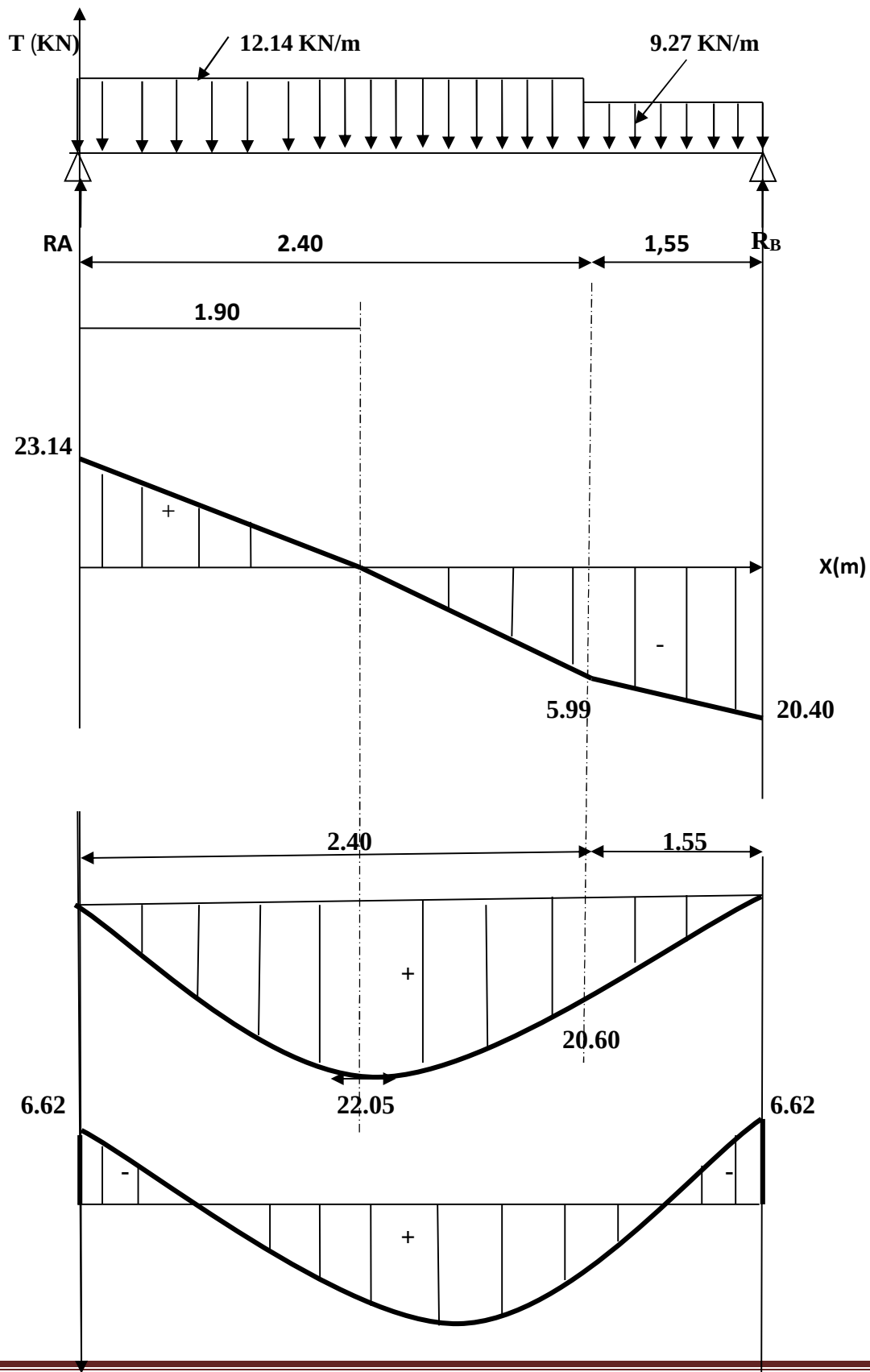
$$T_y = 0 \longrightarrow M_Z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow 23.14 - 12.14 x = 0$$

$$\text{Donc } X = 1.90 \text{ m et } M_Z^{\max} = 22.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_Z^{\max} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_Z^{\max} = 18.74 \text{ KN.m}$$



M (kn.m)**18.74****Figure III.5.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.****Etat limite de la résistance de béton à la compression**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s \quad \text{avec:} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15 \text{ MPa}$$

) **Aux appuis :**Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.50}{100 \times 17} = 0.324$$

$$\rho = 0.324 \rightarrow \beta_1 = 0.911 \rightarrow K_1 = 41.18 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.024$$

$$\sigma_s = \frac{6.62 \times 10^6}{0.911 \times 170 \times 550} = 77.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.024 \times 77.72 = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \square \text{ Condition vérifiée}$$

) **En travées :**Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 17} = 0.47$$

$$\rho = 0.47 \rightarrow \beta_1 = 0.896 \rightarrow K_1 = 33.08 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.030$$

$$\sigma_s = \frac{18.74 \times 10^6}{0.896 \times 170 \times 792} = 155.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.03 \times 155.34 = 4.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \square \text{ Condition vérifiée}$$

) **La flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{b} \leq \frac{4.2}{f} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment maximum isostatique

b : largeur de la section

d : la hauteur utile

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.0506 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{ce n'est pas vérifié}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire :

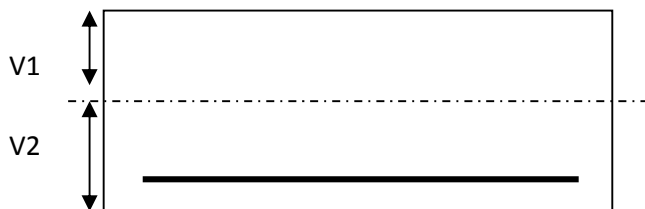
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^m \times L^4}{E_v \times I}$$

L=395cm (portée libre)

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : module de déformation déformé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

S_{xx'} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 17 = 22019.60 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 20 + 15 \times 7.92 = 2118.80 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{2}{2} \cdot \frac{.6}{.8} = 10.40 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.40 = 9.60 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I = \frac{100}{3} (10.40^3 + 9.60^3) + 15 \times 7.92 \times (9.60 - 3)^2$$

$$I = 72161.60 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_c \times d} = \frac{7.92}{100 \times 17} = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.987$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t2}}{(2 + \frac{3 \times b_c}{E}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.005} = 1.68$$

$$\mu = m \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t2}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t2}}; 0 \right\} = m \{0.47; 0\} = 0.47$$

$$I_{fh} = \frac{1.1 \times 72161.60}{1 + 0.47 \times 1.68} = 44355.03 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 E_v I_{fh}} = \frac{18.74 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 10818.87 \times 44355.03 \times 10^4} = 6.09 \text{ mm}$$

$$f = 6.09 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{5} = \frac{3}{5} = 7.90 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

 **Conclusion :**

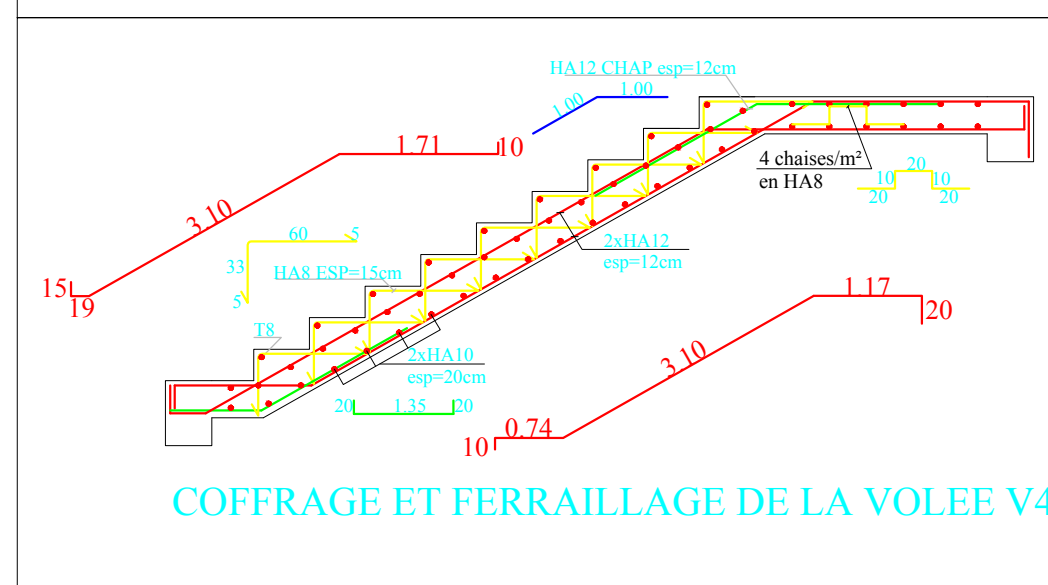
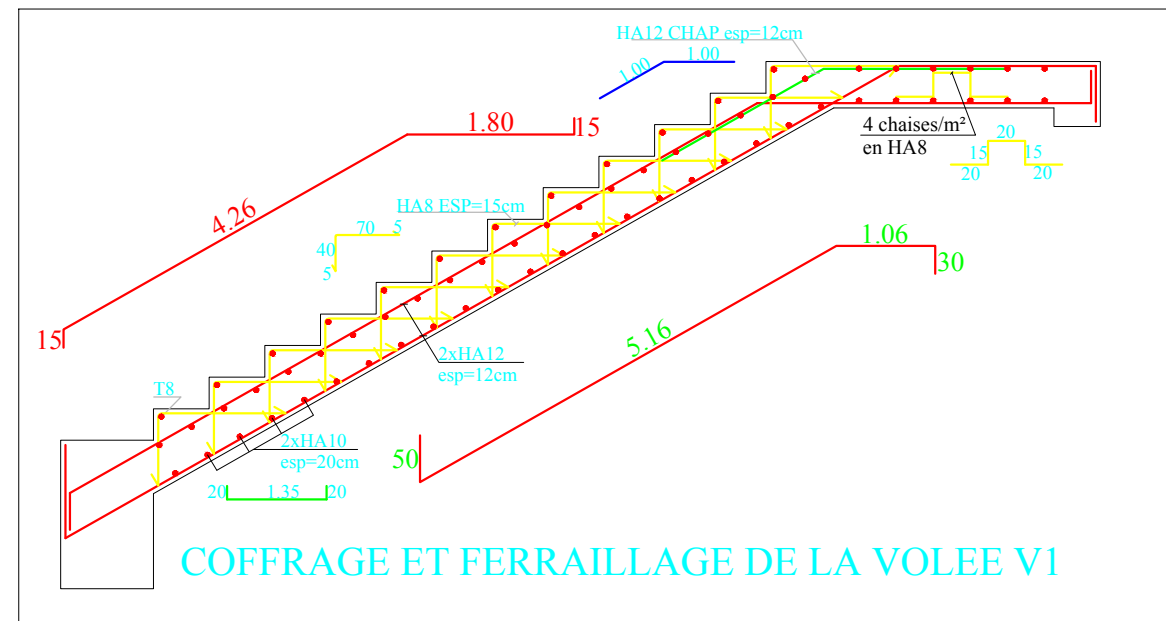
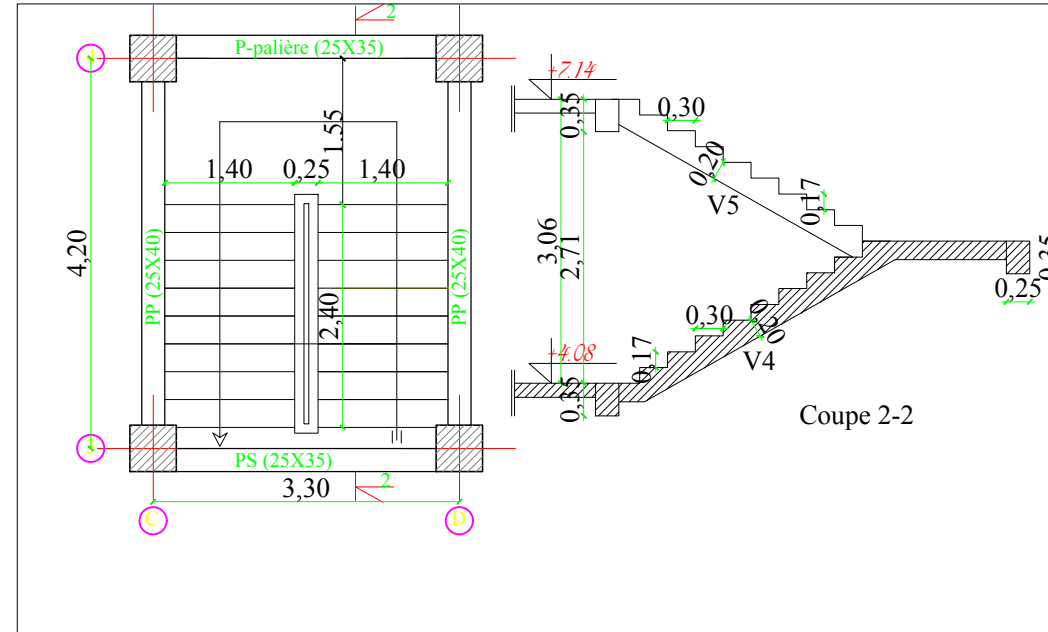
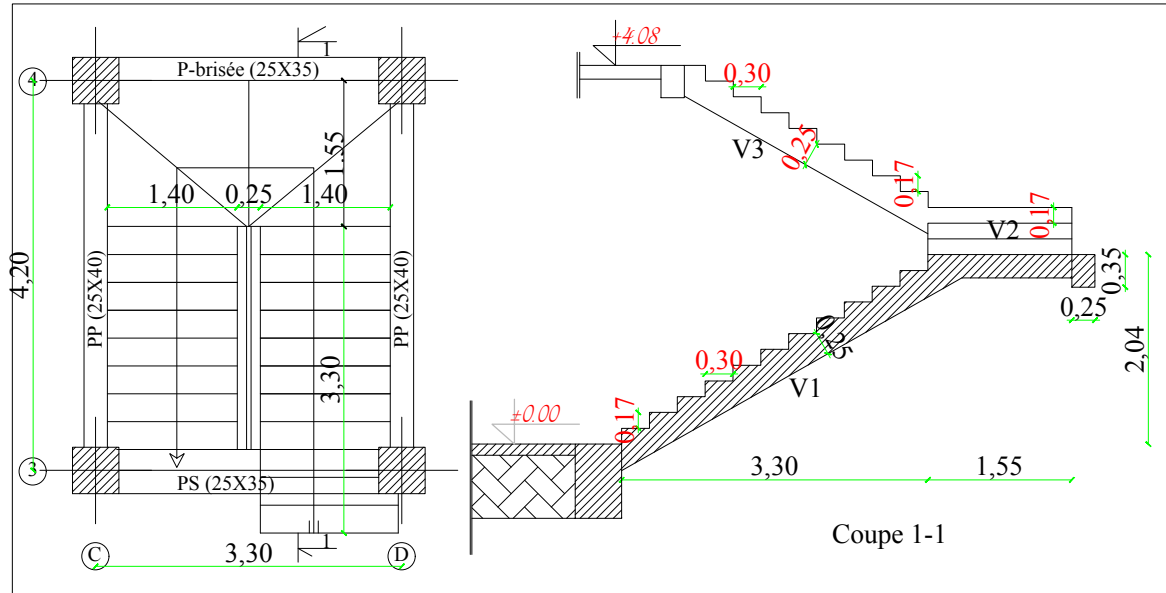
Après effectuation de toutes les vérifications nécessaires, les escaliers sont ferrailés comme suit :

escalier	endroit	Armatures principale	espacement	Armatures de répartition	espacement
RDC	travée	9HA12/ml	12cm	6HA10/ml	20cm
	appuis	7HA10/ml	15cm	6HA10/ml	20cm

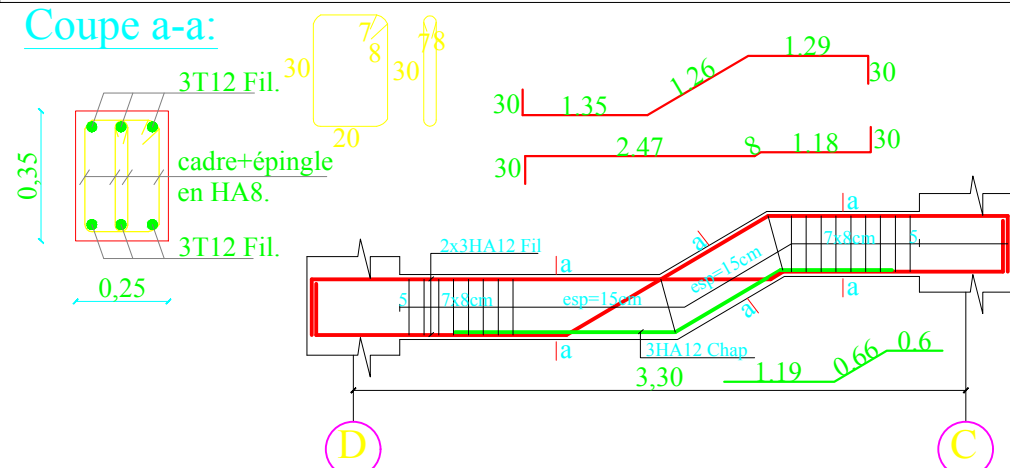
étage courant	travée	7HA12/ml	15cm	6HA10/ml	20cm
	appuis	7HA10/ml	15cm	6HA10/ml	20cm

Tableau III.5.14: ferrailage adopté pour les escaliers.

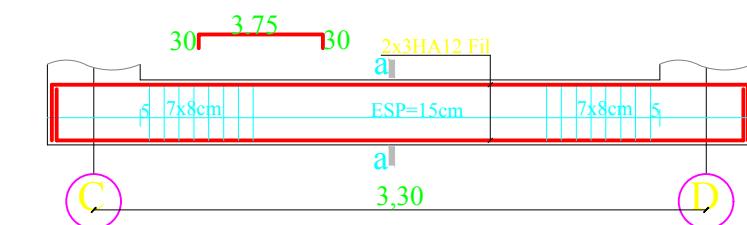
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS DE RDC ET DE L'ETAGE COURANT



Coupe a-a:



Coffrage et ferrailage de la poutre palière brisée (25x35)
(RDC)



Coffrage et ferrailage de la poutre palière droite (25x35)
(étage courant)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :

- Mr LALMI SMAIL

- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

- Mr LOUZAI A

Promotion : 2020-2021

PLAN :

- COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES ESCALIERS
- COFFRAGE ET FERRAILLAGES DES POUTRES PALIERES

ECHELLE: 1/25

N° planche: 07/17

III-6: Poutre palière

III.6.1. la poutre palière du RDC (brisée) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2.80m (entre nu d'appuis)

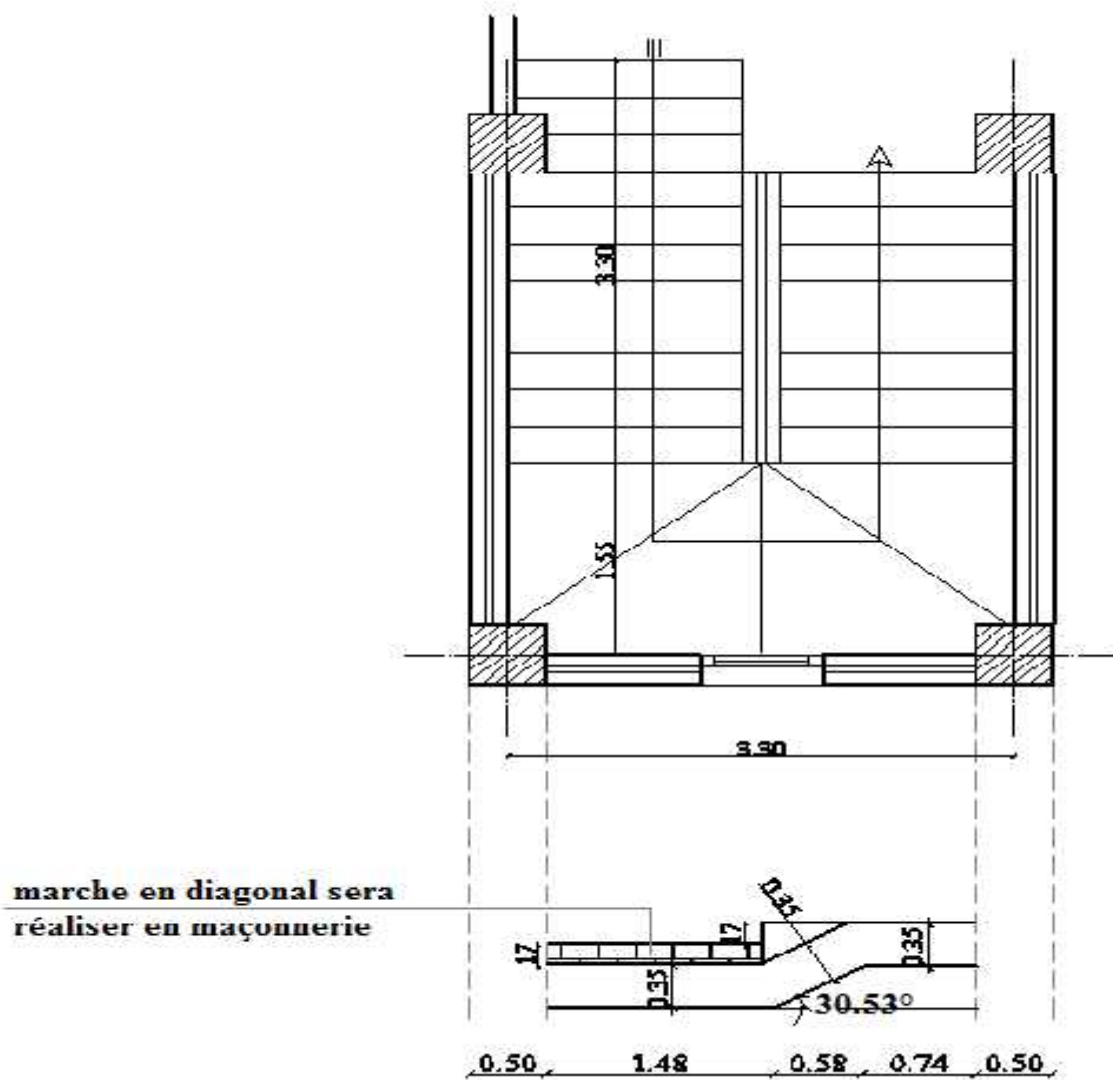


Figure III.6.1.1 : Poutre brisée.

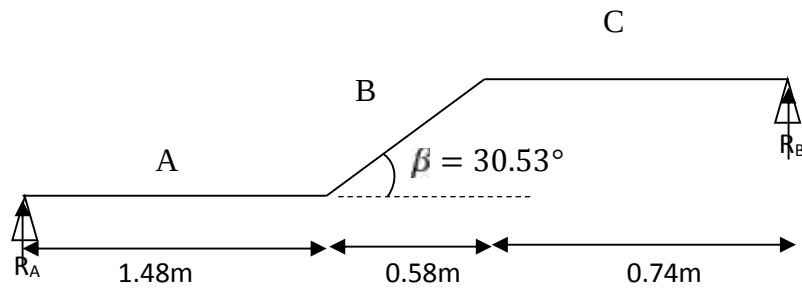


Figure III.6.1.2 : Schéma statique de la poutre brisée

)] **Calcul de la longueur réelle :**

$$\beta = 30.53^\circ$$

$$L' = 1.48 + 0.74 + 0.58 / \cos(30.53) = 2.90 \text{ m}$$

III.6.1.1 Pré dimensionnement :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{1} \leq h \leq \frac{L}{1}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 2.90 \text{ m} \rightarrow \frac{2}{1} \leq h \leq \frac{2}{1} \rightarrow 19.30 \leq h_t \leq 29$$

Soit : **$h_t = 25 \text{ cm}$.**

➤ La largeur de la poutre est donnée par suivante :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où } 10 \leq b \leq 17.5$$

Soit **$b = 20 \text{ cm}$.**

➤ **Vérifications des conditions du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99) :**

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ **condition non vérifiée.**
- $h_t / b \leq 4$ $25/20 = 1.25 \leq 4$ **condition vérifiée.**

On opte pour une section de : **$h_t = 35 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$**

III.6.1.2 Charges revenants à la poutre

Charge supportée par la poutre:

➤ Poids propre :

Partie A et C : $G1 = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ KN/ml}$

Partie B : $G2 = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times \frac{1}{c(3.5)} = 2.54 \text{ KN/ml}$

Poids propre de mur :

Partie A :

$$G_m^1 = 2.36 \times 1.64 = 3.87 \text{ K /m}$$

Partie B :

$$G = 2.36 \times 1.30 = 3.06 \text{ K /m}$$

Partie C :

$$G_m^3 = 2.36 \times 1.19 = 2.80 \text{ K /m}$$

➤ Réaction du palier et la paillasse sur la poutre déjà déterminé dans le calcul des escaliers : $R_u^b = 4.0 \text{ K}$; $R_s^b = 2.9 \text{ K}$

Combinaison de charges à ELU:

$$q_{uA} = 1.35 (G1 + q_m^1) + R_u^b = 1,35 \times (2.19 + 3.87) + 40.02 = 48.20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uB} = 1.35 (G2 + q_m^2) = 1,35 \times (2.54 + 3.06) = 7.56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uC} = 1.35 (G1 + q_m^3) + R_u^b = 1,35 \times (2.19 + 2.80) + 40.02 = 45.01 \text{ KN/ml}$$

III.6.A-3) Détermination des efforts internes :

▪ **Calcul les réactions d'appuis**

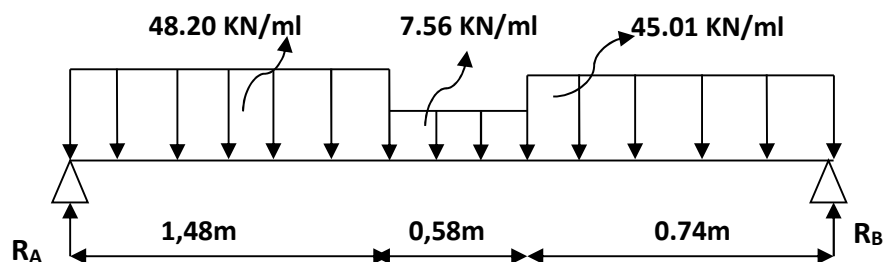


Figure III.6.1.3 : Schéma de la poutre brisée à l'ELU.

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F/Y = 0$$

$$R_A + R_B = q_{u1} \times L_1 + q_{u2} \times L_2 + q_{u3} \times L_3 = (48.20 \times 1.48) + (7.56 \times 0.58) + (45.01 \times 0.74) = 109.01 \text{ KN}$$

$$-R_B (1.48+0.58+.74) + q_{u1}x(\frac{1.48}{2})x1.48 + q_{u2}x0.58x (1.48+\frac{0.5}{2}) + q_{u3}x0.74x [(\frac{0.7}{2}) +1.48+0.58] = 0$$

$$R_B = \frac{1.4}{2.8} = 50.52 \text{ Kn.}$$

- **Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = T(x) = -q \cdot x + R_A \\ T(x) = -48.20x + 58.49 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T(x = 0) = \mathbf{58.49 \text{ Kn.}} \\ T(x = 1.48) = \mathbf{-12.84 \text{ Kn.}} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} M_Z = M(x) = -q \cdot \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \\ M(x) = -24.10x^2 + 58.49x \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ K}\mathbf{n.m} \\ M(x=1.48) = 33.77 \text{ K}\mathbf{n.m} \end{array} \right.$$

Diagram of a beam element of length x , divided into two segments: $L_1 = 1.48\text{m}$ and $x - 1.48\text{m}$. The beam is subjected to a uniformly distributed load of 48.20 Kn/ml over the first segment and 7.56 Kn/ml over the second segment. A reaction force R_A is shown at the left end. A coordinate system (N_x , T_y , M_z) is shown at the right end.

) **Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q \cdot L_1 - q(x - L_1) + R_A \\ T(x) = -7.56 \cdot x + (-1.66) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x = 1.48) = -12.84 \text{ Kn.} \\ T(x = 2.06) = -17.23 \text{ Kn.} \end{cases}$$

) **Moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_Z + q \cdot \frac{(x-L)^2}{2} + (-R_A x) + q \cdot L_1(x - \frac{L_1}{2}) \\ M_Z = -q_1 \cdot \frac{(x-L)^2}{2} + (R_A x) - q_2 \cdot L_1(x - \frac{L_1}{2}) \end{cases}$$

$$M_Z = -7.56 \cdot \frac{(x-1.4)^2}{2} + (58.49 x) - 48.20 \times 1.48 (x - \frac{1.4}{2})$$

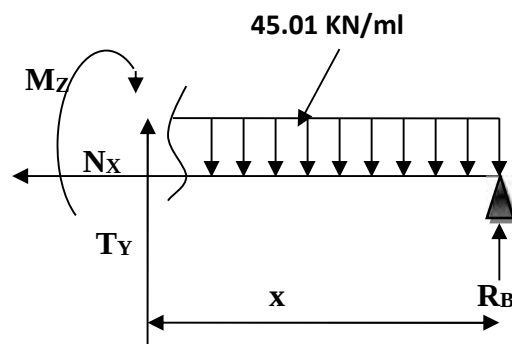
$$M_Z = M(x) = -3.78x^2 - 1.66x + 44.50 \Rightarrow \begin{cases} M(x=1.48) = 33.77 \text{ Kn.m} \\ M(x=2.06) = 25.04 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

) **Tronçon 3 : $1.48\text{m} \leq x \leq 2.06\text{m}$**

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 0.74\text{m}$

Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_u \cdot x \\ T_Y = T(x) = q_u \cdot x - R_B \end{cases}$$



$$T(x) = 45.01x - 50.52 \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -50.52 \text{ Kn.} \\ T(x=0.74) = -17.21 \text{ Kn.} \end{cases}$$

) **Moments fléchissant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_Z = M(x) = -q_u \times \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x \\ M(x) = -22.50x^2 + 50.52x \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{ Kn.m} \\ M(x=0.74) = 25.06 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment M max

$$T_Y = 0 \rightarrow M_{\max}$$

$$T(x) = -48.20x + 58.49$$

D'où **X= 1.21m (tronçon 1)**

Après avoir résoudre l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à **X= 1.21 m**

$$\text{et } M_{z_{\max}} = 35.50 \text{ KN.m}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 M_z^m = 0.85 \times 35.50 = 30.17 \text{ Kn.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M_z^m = -0.30 \times 35.50 = -10.65 \text{ Kn.m.}$$

Les résultats sont représentés sur le diagramme ci-dessous

III.6.1.4 Diagramme des efforts internes

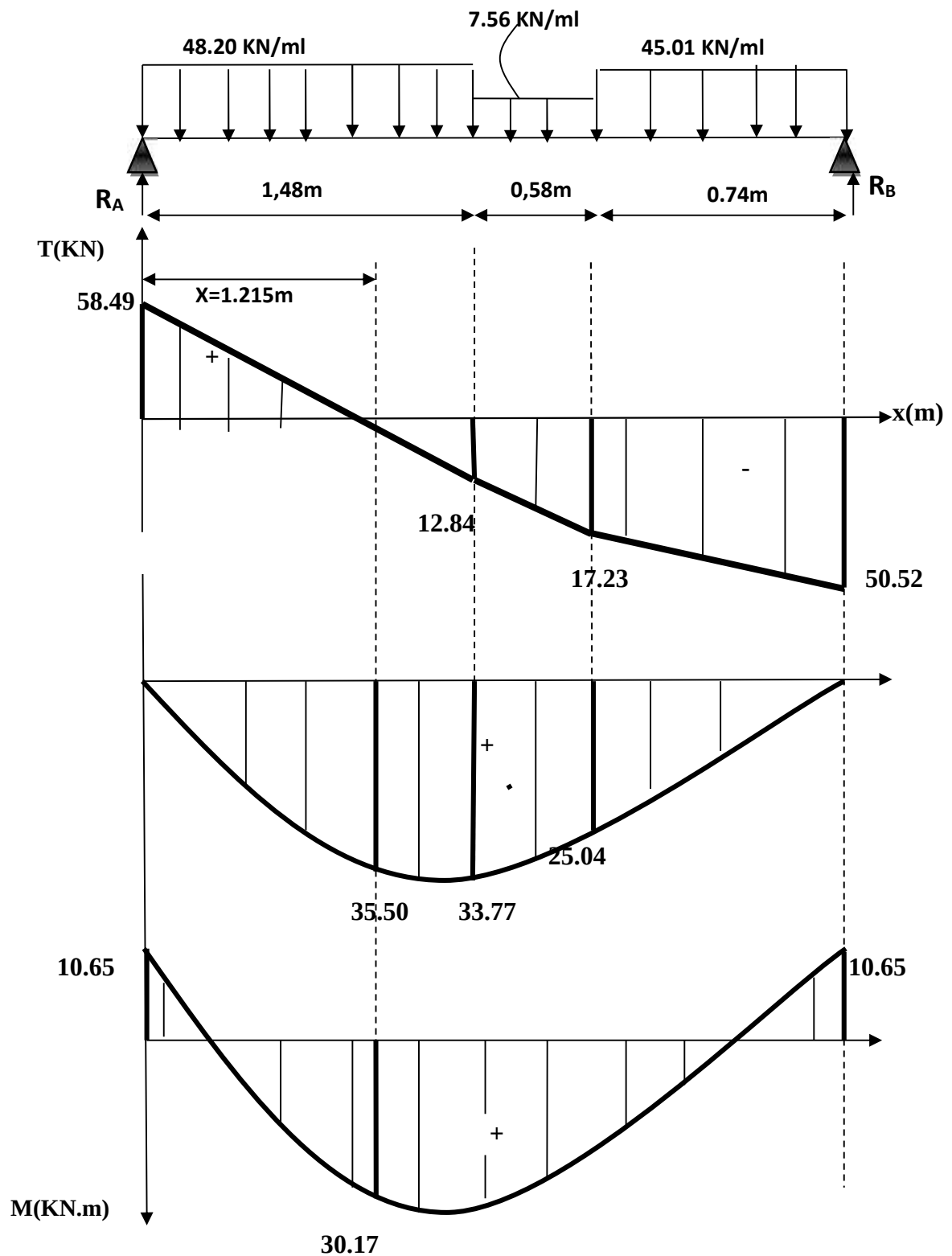


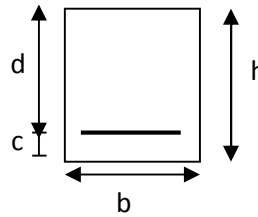
Figure III.6.1.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELU.

III.6.1.5 Calcul des armatures à l'ELU:

(h = 35 cm, b = 25 cm, c = 3 cm, d = 32 cm)

En travée

$$M_u^t = 30.17 \text{ KN.m}$$



Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_b} = \frac{30.17 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.083$$

$\mu = 0.083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu = 0.083 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{30.17 \times 10^3}{0.956 \times 32 \times 348} = 2.83 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

1) Aux appuis

$$M_u^a = 10.65 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_b} = \frac{10.65 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.029$$

$\mu = 0.029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu = 0.029 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.65 \times 10^3}{0.985 \times 32 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.6.1.6 Vérification à l'ELU :**➤ Vérification de la section d'armature [Article 7.5.2.1 RPA] :**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux le long de la poutre est de 0.5 % en toute section :

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 3,39 + 3,39 = 6.78 \text{ cm}^2 > 4.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad a \quad V_u = 58.49 \text{ K}$$

$$\tau_u = \frac{58.49 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = \bar{m} \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct2} ; 5M \right\} \quad (\text{B} \quad \text{A} \quad \text{A.5.2.1,2})$$

$$\bar{\tau} = \bar{m} \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5M \right\} = \bar{m} \{ 3.33 M ; 5M \} = 3.33 M$$

$$\tau_u = 0.73 M \leq \bar{\tau}_u = 3.33 M \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{ct} ; \quad f_{ct28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \sum u_l}$$

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

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.10 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{58.49 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.10} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.79 M \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).**

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\sigma_s} \quad \sigma_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{ct} \quad ; \quad \Phi = 12\text{mm}$$

$$\sigma_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\sigma_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend **ls = 45cm**

La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$L_c = 0.4l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

On prend **lc = 20cm**

Avec : ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage.

III.6.1.7 Calcul des armatures transversales et les vérifications :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{3} ; \phi_l ; \frac{b}{1} \right\} \leq \min \{10 ; 12 ; 25\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : **At = 4HA8 = 2,01 cm².**

❖ **Espacement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]**

a) En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \leq \min \{8,75 ; 16,8 ; 30\} \rightarrow St = 8 \text{ cm}$$

b) En zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$At = 2,01 \text{ cm}^2 \geq At_{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.1.8 Vérification à l'ELS :**ELS:**

$$q_{SA} = (G1 + g_m^1) + R_s^b = (2.19 + 3.87) + 28.95 = 35.01 \text{ KN/ml}$$

$$q_{SB} = (G2 + g_m^1) = (2.54 + 3.06) = 5,60 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sc} = (G1 + g_m^2) + R_s^b = (2.19 + 2.80) + 28.95 = 33.94 \text{ KN/ml}$$

De la même manière que l'ELU Après tous les calculs on trouve les réactions suivantes :

- **Calcul des réactions d'appuis**

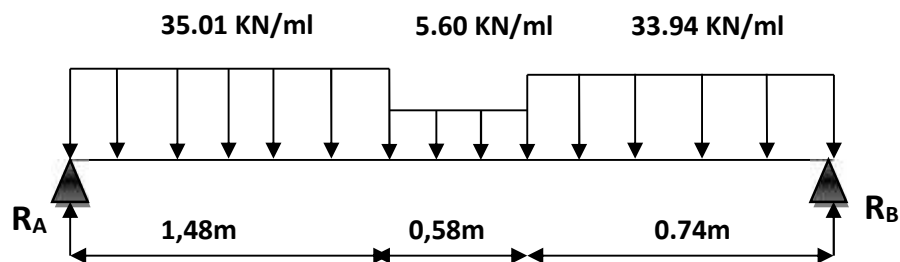


Figure III.6.1.5 : Schéma de la poutre brisée à l'ELS.

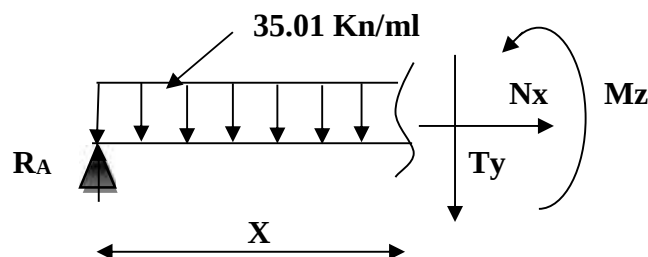
Après calcul

$$R_A = 42.63 \text{ KN}$$

$$R_B = 37.54 \text{ KN}$$

- **Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :**

) **Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.48 \text{ m}$**



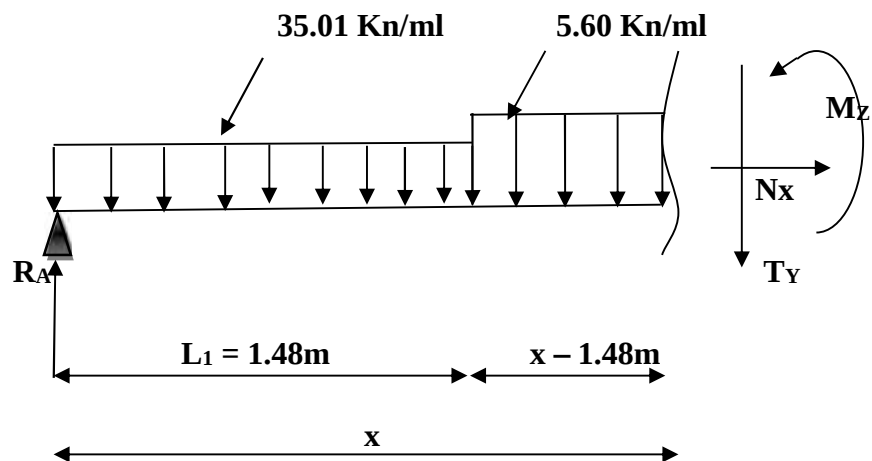
) **Efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q \cdot x + R_A \\ T(x) = -35.01x + 42.63 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 42.63 \text{ Kn.} \\ T(x=1.48) = -9.18 \text{ Kn.} \end{cases}$$

) Moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_Z = M(x) = -q \cdot \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \\ M(x) = -17.50x^2 + 42.63x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ Kn.m} \\ M(x=1.48) = 24.75 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

) Tronçon 2 : $1.48 \text{ m} \leq x \leq 2.06 \text{ m}$



) Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_y = T(x) = -q \cdot L_1 - q(x - L_1) + R_A \\ T(x) = -5.60 \cdot x + (-0.89) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(x=1.48) = -9.18 \text{ Kn.} \\ T(x=2.06) = -12.43 \text{ Kn.} \end{cases}$$

) Moments fléchissant :

$$M_Z + q \cdot \frac{(x-L)^2}{2} + (-R_A \cdot x) + q \cdot L_1 \left(x - \frac{L_1}{2} \right)$$

$$M_Z = -q_1 \cdot \frac{(x-L)^2}{2} + (R_A \cdot x) - q_2 \cdot L_1 \left(x - \frac{L_1}{2} \right)$$

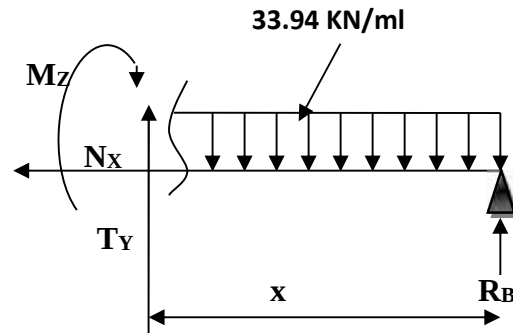
$$M_Z = -7.56 \cdot \frac{(x-1.4)^2}{2} + (58.49 x) - 48.20 \times 1.48 \left(x - \frac{1.4}{2} \right)$$

$$M_Z = M(x) = -2.80x^2 - 0.89x + 32.20 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(x=1.48) = 24.75 \text{ Kn.m} \\ M(x=2.06) = 18.48 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 0.74\text{m}$

Efforts tranchants :

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_u \cdot x \\ T_Y = T(x) = q_u \cdot x - R_B \end{cases}$$



$$T(x) = 33.94x - 37.54 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T(x=0) = -37.54 \text{ Kn.} \\ T(x=0.74) = -12.42 \text{ Kn.} \end{cases}$$

) Moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_Z = M(x) = -q_u \cdot \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x \\ M(x) = -16.97x^2 + 37.54x \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ Kn.m} \\ M(x=0.74) = 18.48 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Calcul du moment M max

$$T_Y = 0 \rightarrow M_{\max}$$

$$T(x) = -35.01x + 42.63$$

D'où $X = 1.21\text{m}$ (tronçon 1)

Après avoir résoudre l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à $X = 1.21 \text{ m}$

et $M_{Z\max} = 25.96 \text{ KN.m}$. Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.85 M_Z^m = 0.85 \times 25.96 = 22.06 \text{ Kn.m.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M_Z^m = -0.30 \times 25.96 = -7.78 \text{ Kn.m.}$$

Les résultats sont représentés sur le diagramme ci-dessous

III.6.1.9 Diagramme des efforts internes :

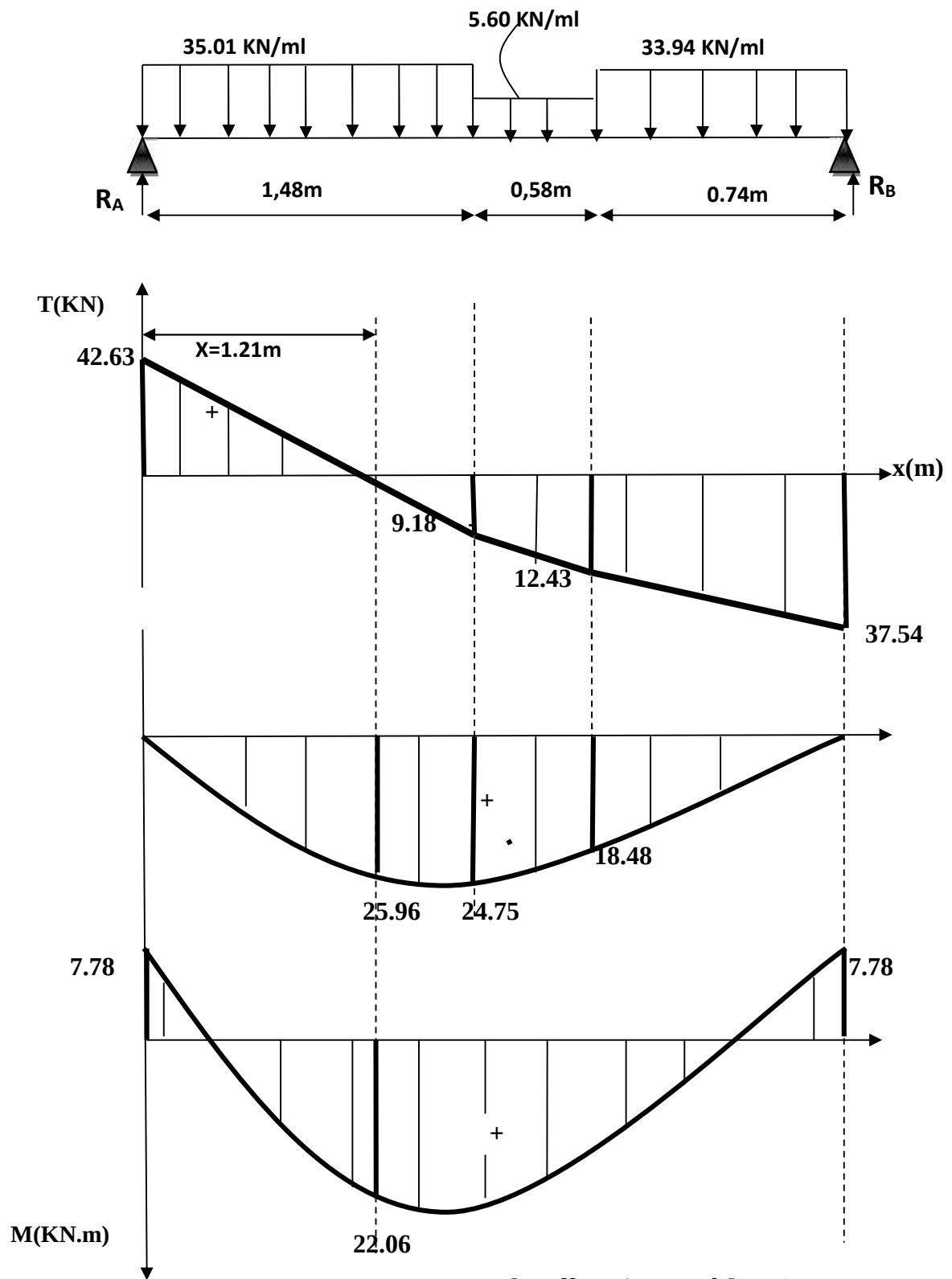


Figure III.6.1.6 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.

➤ **Etat limite de la résistance de béton à la compression**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b ; \sigma_b = K\sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ et } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{cz} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.028$$

$$\sigma_s = \frac{(7.78) \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 77.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 0.028 \times 77.68 = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{1 \times A_s}{b \times d} = \frac{1 \times 3.3}{2 \times 3} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{(22.06) \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.93} = 194.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.028 \times 194.90 \text{ MPa} = 5.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{1} ; \quad \frac{A}{b} \leq \frac{4.2}{f} ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_s^t}{1 M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{3}{2} = 0,125 > \frac{1}{1} = 0,063 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{3}{2} = 0,125 > \frac{2.0}{1 \times 2.9} = 0,085 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.3 \cdot 1^2}{2 \cdot 3} = 0,0042 < \frac{4.2}{4} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.6.2 Poutre palière étage courant (droite)

III.6.2 Etude de la poutre palière de l'étage courant (droite) :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastré dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier.

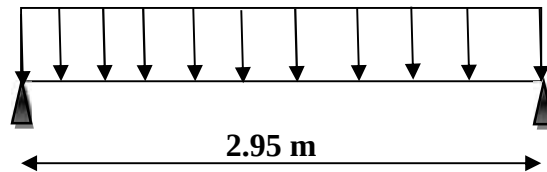


Figure III.6.2.1 : Schéma statique de la poutre palière

III.6.2.1 Pré dimensionnement :

- La hauteur h_t : est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l_m}{1} \leq h \leq \frac{l_m}{1} \quad L_{\max} : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$L_{\max} = 295 \text{ cm.}$$

$$\frac{2}{1} \leq h \leq \frac{2}{1} \rightarrow 19.66 \leq h \leq 29.5$$

Soit : **ht = 25 cm.**

- La largeur de la poutre est donnée par suivante :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où } 10 \leq b \leq 17,5$$

Soit **b = 20cm.**

- **Vérifications des conditions du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99) :**

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ **condition non vérifiée.**
- $h_t / b \leq 4$ $25/20 = 1,25 \leq 4$ **condition vérifiée.**

On opte pour une section de : **ht = 35cm et b =25cm**

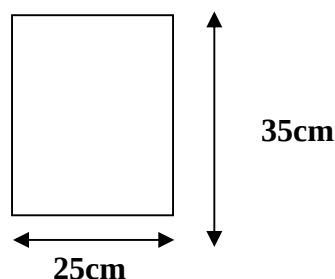


Figure III.6.2.2 : Section de la poutre palière

III.6.2.2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre: $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre de mur : $G_m = 2,36 \times (1,53 - 0,3) = 2,90 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = R_B = 28,28 \text{ KN}$.
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = R_B = 20,40 \text{ KN}$.

III.6.2.3 Combinaison des charges :**❖ Poids propre de la poutre à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 (2,19 + 2,90) + 28,28 = 35,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 35,15 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre de la poutre à l'ELS :

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = (2,19 + 2,90) + 20,40 = 25,49 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 25,49 \text{ KN/ml}$$

III.6.2.4 Calcul à l'ELU :**❖ Calcul des efforts internes :****Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35,15 \times 2,9^2}{8} = 38,23 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$❖ \text{ Réaction d'appuis : } R_A = R_B = T_u^m = \frac{q}{2} = \frac{35,15 \times 2,9}{2} = 51,84 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0,3 M_u = -0,3 \times 38,23 = -11,47 \text{ KN.m}$$

$$M_u^f = 0,85 M_u = 0,85 \times 38,23 = 32,49 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

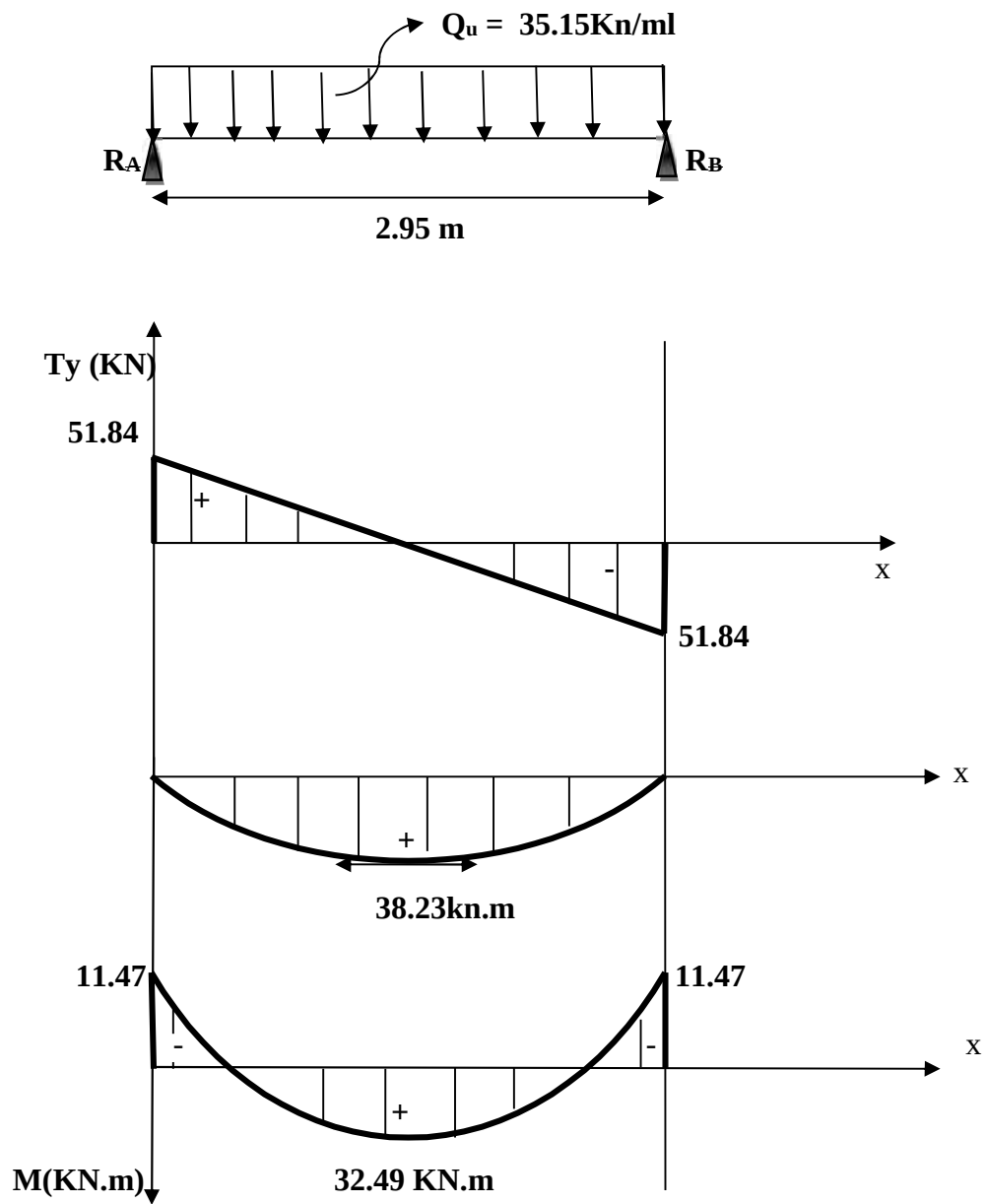


Figure: III.6.2.3 Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.6.2.4 Calcul des armatures :

$h=35\text{cm}$; $d = 32\text{cm}$; $c = 'c = 3\text{cm}$; $b= 25\text{cm}$.

1- Armatures principes:

❖ **Aux appuis:** $M_u^a = 11.47 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_b} = \frac{11.47 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.031$$

$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.984 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.031 \rightarrow \beta = 0.984$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.47 \times 10^3}{0.984 \times 32 \times 348} = 1.046 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sp} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ **En travée :** $M_u^t = 32.49 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_b} = \frac{32.49 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.089$$

$\mu = 0.089 < \mu_l = 0.953 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.089 \rightarrow \beta = 0.953$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{32.49 \times 10^3}{0.953 \times 32 \times 348} = 3.06 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sp} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

2- Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{3} ; \phi_l ; \frac{b}{1} \right\} \leq \min \{ 10 ; 12 ; 25 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

III.6.2.5. vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

$$A_s \geq A_m = \frac{0.23 b d f_{ct}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 0.966 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.39 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- Aux appuis : $A_a = 0.966 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.39 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.1.211) cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_u \quad a \quad V_u = 51.84 \text{ K}$$

$$\tau_u = \frac{51.84 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.648 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct2} ; 4M \right\} \quad (B \quad 91 \quad A \quad .A.5.2.1,211)$$

$$\bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4M \right\} = m \{ 2.5 M ; 4M \} = 2.5 M$$

$$\tau_u = 0.684 M \leq \bar{\tau}_u = 2.5 M \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{ct} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : coefficient de scellement ; $\Psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence)

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \sum u_l}$$

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

$$\sum u_l = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{51.84 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.59 M \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

$$A_{s \text{ adoptée}} > A_{s \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \times V_u^m}{f_e}$$

$$A_{s \text{ ancrée}} = \frac{1.1 \times 5.8 \times 10^3}{4} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$A_{S \text{ adoptée}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

❖ **Influence sur le béton :**

$$\frac{2V_u^m}{0.9 \times b_0 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c2}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } V_u^m \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c2} b_0 \times d}{2}$$

$$V_u^m = \frac{0.3 \times 2 \times 2 \times 3}{1.5} = 480 \times 10^3 \text{ Kn.}$$

$V_{\max} = 51.48 \text{ Kn} < 480 \times 10^3 \text{ Kn} \dots \dots \dots$ **condition est vérifiée.**

❖ **Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

$$l_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_s} \quad \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{ct} \quad ; \quad \Phi = 12\text{mm}$$

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend **ls = 45cm**

La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$L_c = 0.4l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

On prend **lc = 20cm**

Avec : ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d'ancrage.

❖ **Ecartement des barres : [Article 7.5.2.2 RPA 99]**

D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2 l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \text{ avec } S = \frac{A_t}{0.0 \times b} = \frac{2.0}{0.0 \times 2} = 26.8 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} \leq \min \{ 8.75 \text{ cm} ; 9.6 \text{ cm} \} \rightarrow \text{St} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{c) En zone courante: } St \leq \frac{h}{2} = \frac{3}{2} = 17.5 \rightarrow \text{St} = 15 \text{ cm}$$

N.B : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

III.6.2.6 Calcul à l'ELS :

❖ Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{2.4 \times 2.9^2}{8} = 27.72 \text{ Kn.m.}$$

Effort tranchant :

$$T_s^m = \frac{q}{2} = \frac{2.4 \times 2.9}{2} = 37.59 \text{ Kn.}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0.3 M_u = -0.3 \times 27.72 = -8.316 \text{ Kn.m}$$

$$M_u^t = 0.85 M_u = 0.85 \times 27.72 = 23.56 \text{ Kn.m}$$

❖ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

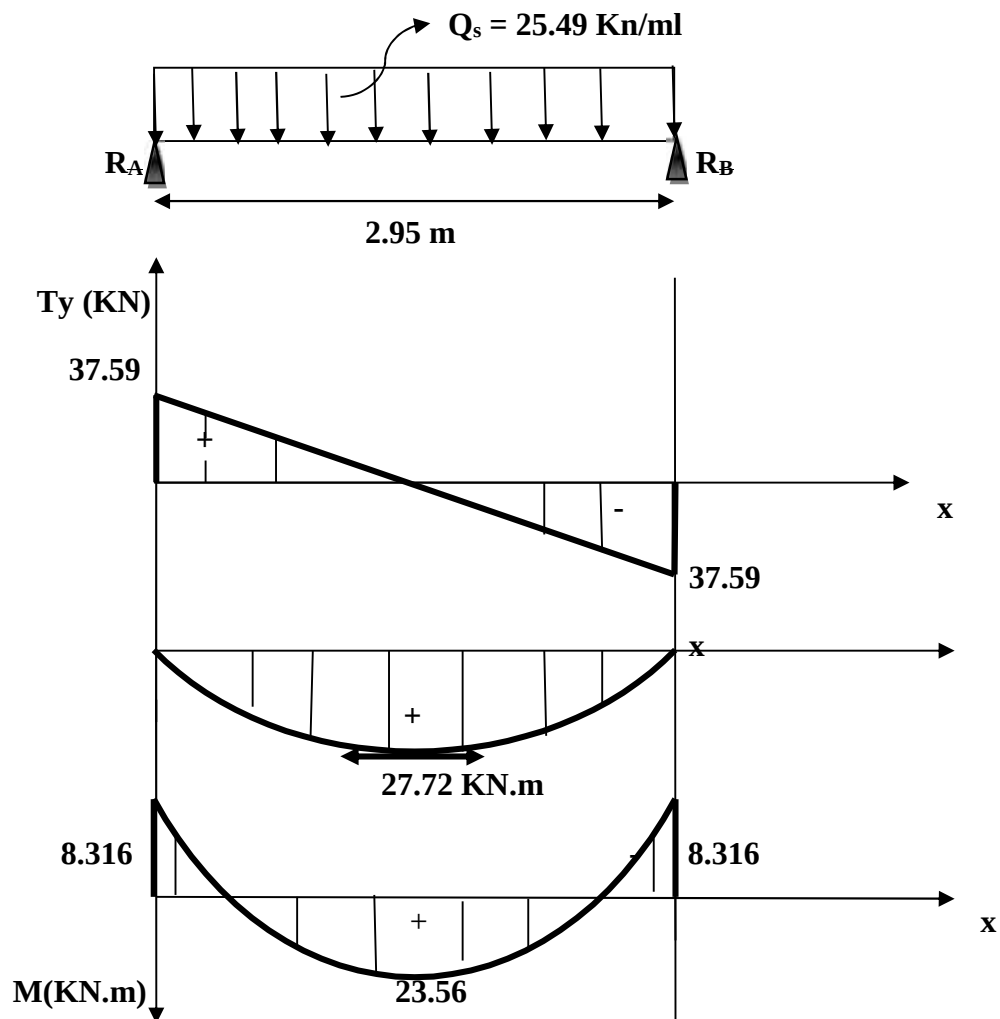


Figure : III.6.2.4 Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.6.2.7 Vérification à l'ELS :

➤ Aux appuis : $M_{ap} = 8.316 \text{ Kn.m}$; $d = 32 \text{ cm}$.

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{(8.316) \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 85.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 85.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.028 \times 85.17 = 2.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travées

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 35 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{(23.59) \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 241.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 85.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.028 \times 241.62 = 6.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A}{b} \leq \frac{4.2}{f} ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_s^t}{10 M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{3}{2} = 0,118 > \frac{1}{1} = 0,063 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{3}{2} = 0,118 > \frac{3.4}{1 \times 3.2} = 0,084 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.3 \cdot 1^2}{2 \cdot 3} = 0.0042 < \frac{4.2}{4} = 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

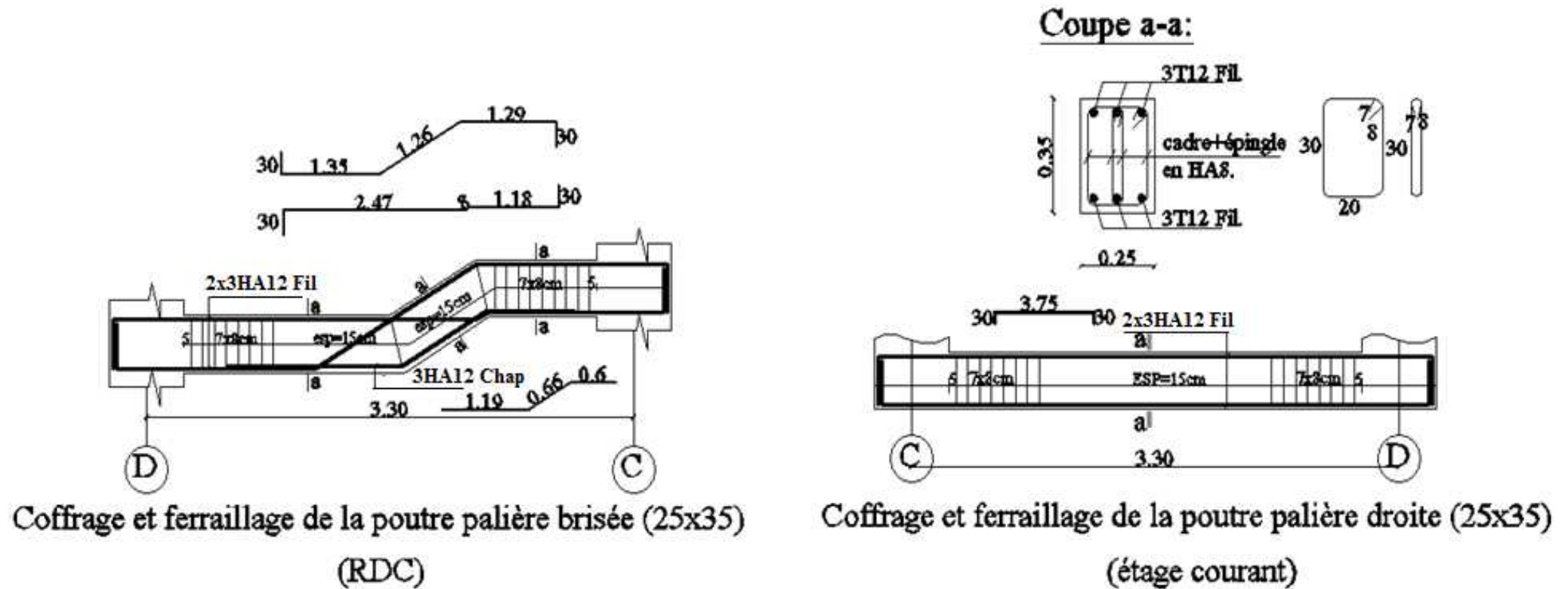


Figure III.6.2.5 : Coffrage et Ferrailage des poutres palières

III.7 plancher dalle pleine :

III.7.1.Introduction : La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine.

III.7.2.Dimensionnement :

$$ht \geq \frac{L}{3}$$

Avec ht ; épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12cm selon le (RPA99/version2003)

$$ht \geq \frac{L}{3} = \frac{3}{3} = 11.76 \text{ cm}$$

On opte pour l'épaisseur de la dalle pleine $e = 15 \text{ cm}$

III.7.3 Détermination des charges :

a) Charges permanentes

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,35

Tableau III.7.1 : Les charges permanentes revenant à la dalle pleine.

b) Charges d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ Kn/ml}$$

III.7.4 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de **1 m** de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

) **Calcul de l'élancement ρ :**

$$L_x = 3.05 \text{ m} ; L_y = 3.53 \text{ m}$$

$$\circ \quad X \frac{L_x}{L_y}$$

$$\rho = \frac{3.0}{3.5} = 0.86$$

0,4^{TM° TM} Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

III.7.4.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.86 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{array} \right. \quad \mu_x = 0.0498 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.693$$

Poids de la dalle : **G = 5.35 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q = 1.5KN/ml.**

III.7.4.2 Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 1.5 = 9.47 \text{ KN/ml}$$

III.7.4.3 Moments dus au poids propre :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \text{Moment suivant la grande portée.} \end{array} \right.$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ³.

$$\mu = \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \mu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

AN:

$$M_x = 0.0498 \times 9.47 \times (3.05)^2 = 4.387 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.693 \times 4.387 = 3.04 \text{ KN.m}$$

III.7.4.4 Correction des moments :**➤ En travées**

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 4.387 = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.04 = 2.58 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis

$$M_{xa} = -0.3 M_x = -0.3 \times 4.387 = -1.316 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5 M_x = -0.5 \times 3.04 = -0.912 \text{ KN.m}$$

III.7.4.5 Calcul du Ferrailage :

On a: $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - c = 15 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$.

➤ En travée :

Selon x-x :

$$M_{xt} = 3.73 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M}{b d_x^2 f_b} = \frac{3.7 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 1.2} = 0.018$$

$$\mu_t = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.991 \quad \alpha = 0.0227$$

$$A_{tx} = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{3.7 \times 10^3}{0.9 \times 12 \times 3} = 0.901 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Selon y-y :

$$M_{yt} = 2.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M}{b d_y^2 f_b} = \frac{2.5 \times 10^3}{1 \times 12^2 \times 1.2} = 0.012$$

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

$$\beta = 0.994 \quad \alpha = 0.0151$$

$$A_{ty} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.5 \times 10^3}{0.9 \times 12 \times 3} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**

Aux appuis :

Selon x-x :

$$M_{xa} = - 1.316 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M}{b d_x^2 f_b} = \frac{1.3 \times 1^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.006$$

$$\mu_t = 0.006 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.997 \quad \alpha = 0.0075$$

$$A_{ax} = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{1.3 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Selon y-y :

$$M_{ya} = - 0.912 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M}{b d_y^2 f_b} = \frac{0.9 \times 1^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.004$$

$$\mu_t = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.998 \quad \alpha = 0.0050$$

$$A_{ty} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.9 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**

III.7.5 Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4) :

1/ Section minimale suivant Lx :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

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

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour $F_e E400$.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{\min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{\min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.86] 100 \times 15 = 1.284 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.284 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x \min} = 1.284 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Section minimale suivant L_y :

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 15$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3.1}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacements des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2.42) :

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

1. Armatures en travées

a / Sens l_x : $St \leq \min \{ \frac{1}{8}h; 33\text{cm}^* \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{ 60\text{cm}, 33\text{cm} \} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b / Sens l_y : $St \leq \min \{ \frac{1}{4}h; 45\text{cm}^* \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{ 80\text{cm}, 45\text{cm} \} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Armatures aux appuis :

a / Sens l_x : $St \leq \min \{ \frac{1}{8}h; 33\text{cm}^* \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{ 60\text{cm}, 33\text{cm} \} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b / Sens l_y : $St \leq \min \{ \frac{1}{4}h; 45\text{cm}^* \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{ 80\text{cm}, 45\text{cm} \} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.7.21) :

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 15 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 modifié 99/Art A.5.2.2) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \left| \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right|$

$$b = 1\text{m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

Au milieu de L_y :

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y).$$

$$\text{Avec } P = q \cdot L_x \cdot L_y = 9.47 \times 3.53 \times 3.05 = 101.95 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = \frac{101.95}{2 \times 3.0 + 3.5} = 10.58 \text{ KN.}$$

Au milieu de L_x :

$$T_u^2 = P / 3 L_y$$

$$T_u^2 = \frac{101.95}{3 \times 3.53} = 9.62 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } T_u = \max (T_u^1, T_u^2) = 10.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b} = \frac{10.58 \text{ kN}}{1 \text{ m}} = 10.58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \left| \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right| = 0.07 \left| \frac{25}{1.5} \right| = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 10.58 \text{ MPa} > \overline{\tau_u} = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barre BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau_s} = \Psi_s f_{t2}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1$ pour les R.L

$\overline{\tau_s}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\overline{\tau_s} = \Psi_s f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u}$$

Avec : $\sum u$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque : Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

Dans le sens x-x :

$$\sum u = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 1.6} = 0.78 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.78 \text{ MPa} < \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Dans le sens y-y :

$$\sum u = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.60 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.6 \times 10^3}{0.9 \times 1 \times 1.6} = 0.71 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.71 \text{ MPa} < \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. Longueur du scellement droit, BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22) :

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \frac{1 \times 4}{4 \times 2.8} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

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 se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est: $L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$.

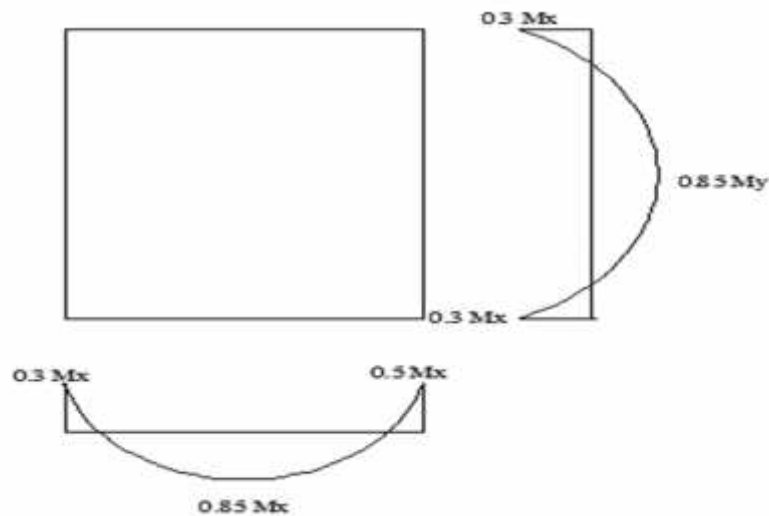


Figure III.7.1 : Diagramme des moments fléchissant.

III.7.6.Vérification à l'ELS :

Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.35 + 1.5 = 6.85 \text{ KN/ml}$$

Moments fléchissant :

$$\begin{cases} \rho = 0.86 \\ v = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0569 \text{ et } \mu_y = 0.791$$

AN:

$$M_x = 0.0569 \times 6.85 \times (3.05)^2 = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.791 \times 3.62 = 2.86 \text{ KN.m}$$

III.7.6.1 Correction des moments :

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 3.62 = 3.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 2.86 = 2.43 \text{ KN.m}$$

a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures, BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3) :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton, BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2) :**Dans le sens x-x :****✓ Contrainte dans l'acier :**On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_s}$

$$\rho_1 = \frac{1}{b} \times \frac{A_s}{d} = \frac{1}{1} \times \frac{3.1}{1} = 0.261$$

$$\rho_1 = 0.261 \Rightarrow K = 46.73 \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d} = \frac{3.0 \times 10^6}{3 \times 0.9 \times 1} = 88.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte dans le béton :On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c2} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{88.6}{46.73} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :**✓ Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{1}{b} \times \frac{A_s}{d} = \frac{1}{1} \times \frac{3.1}{1} = 0.261$$

$$\rho_1 = 0.261 \Rightarrow K = 46.73 \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{2.4 \times 10^6}{3 \times 0.9 \times 1} = 70.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 70.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte dans le béton :On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c2} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{7.1}{4.7} = 1.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c. Vérification de la flèche (BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2) :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{2 \times M} \Rightarrow \frac{1}{3} = 0,049 > \frac{3.0}{2 (3.6)} = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion : La dalle pleine sera ferrillée comme suit

➤ **En travées**

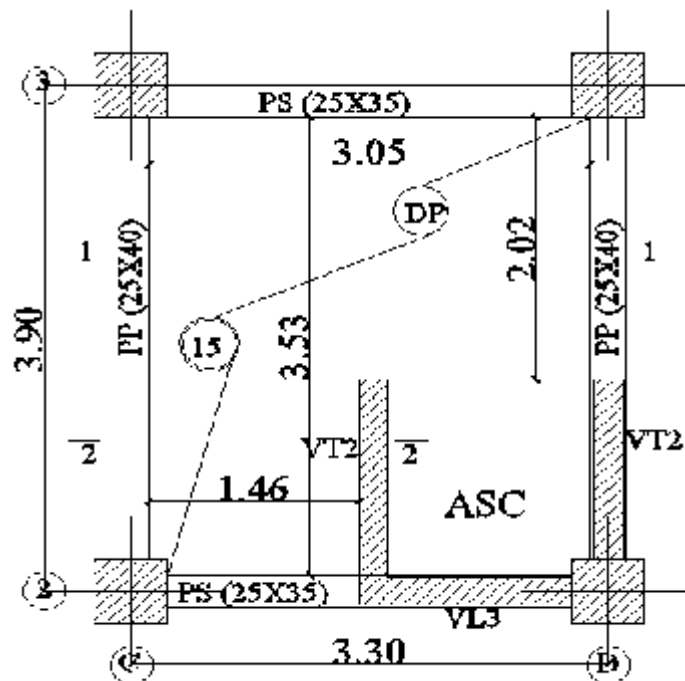
4HA10 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA10 (sens y-y) **S_t=25cm**

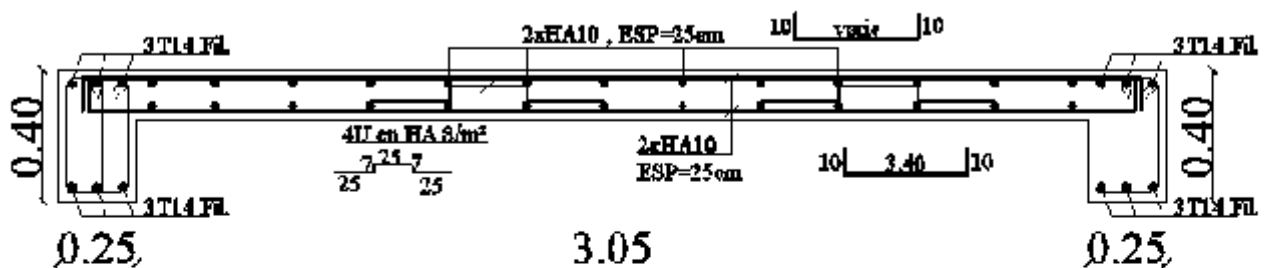
➤ **En appuis**

4HA10 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA10 (sens y-y) **S_t=25cm**



Coupe 1-1:



Coupe 2-2:

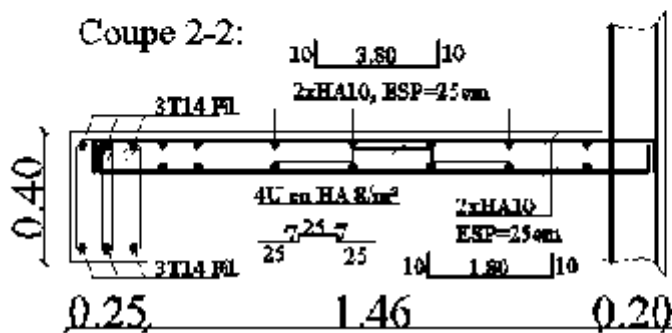


Figure III.7.2 : Coffrage et ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV :

Modélisation et vérifications

 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV.1-Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2 Présentation de logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...Etc.

IV.3. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle que autres termes: La modélisation est L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la recherches d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser.

IV.4 - Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.4

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS



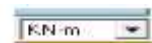
1. Etapes de modélisations :

a- Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

-Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait

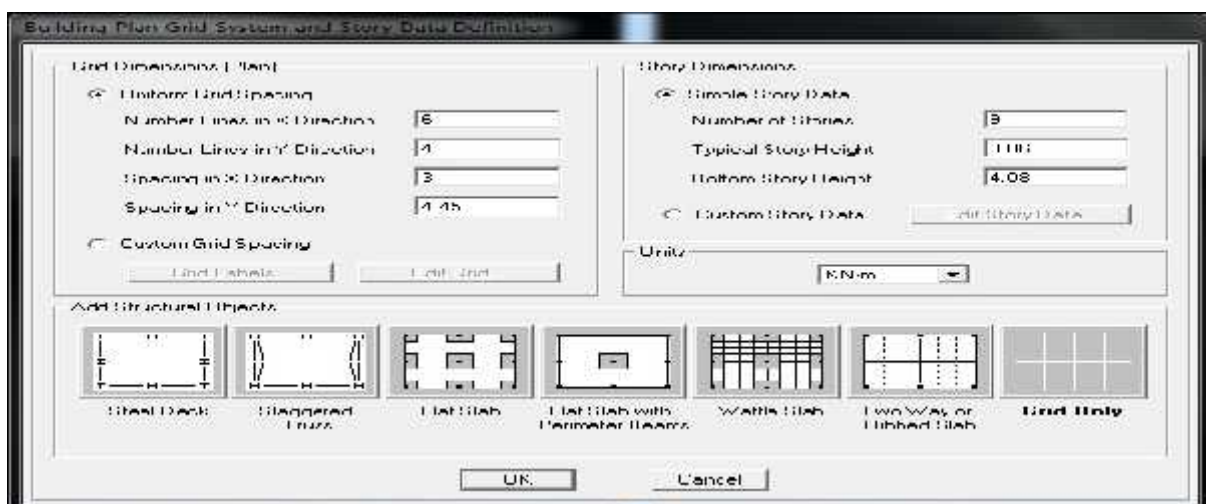


Du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

-Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File New model Default.edb**. Cette option permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 6 lignes suivant x-x)
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- ✓ Le nombre des étages, (9 niveaux : 2 entre sol +RDC+5étages +attique)



FigIV.1.Géométrie de base.

-**Modification de géométrie de base** : Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**

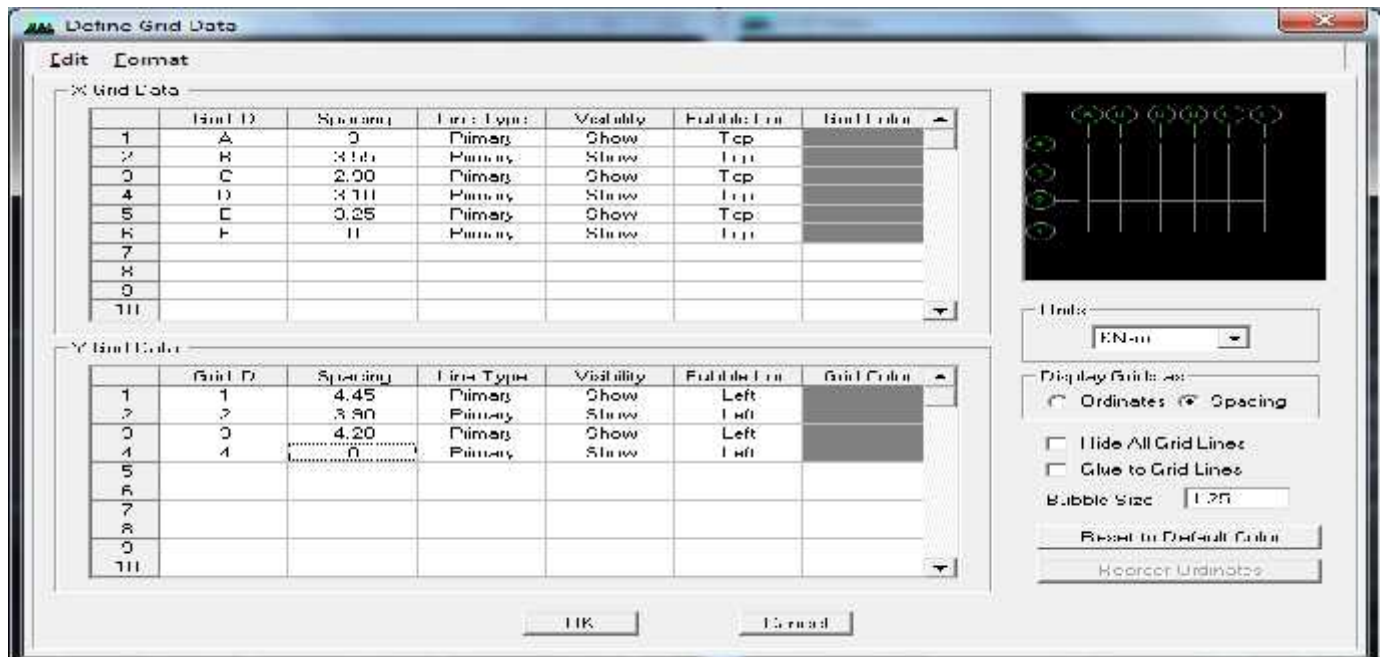


Fig IV.2.Modification des longueurs de trames suivant (X-X) et (Y-Y)

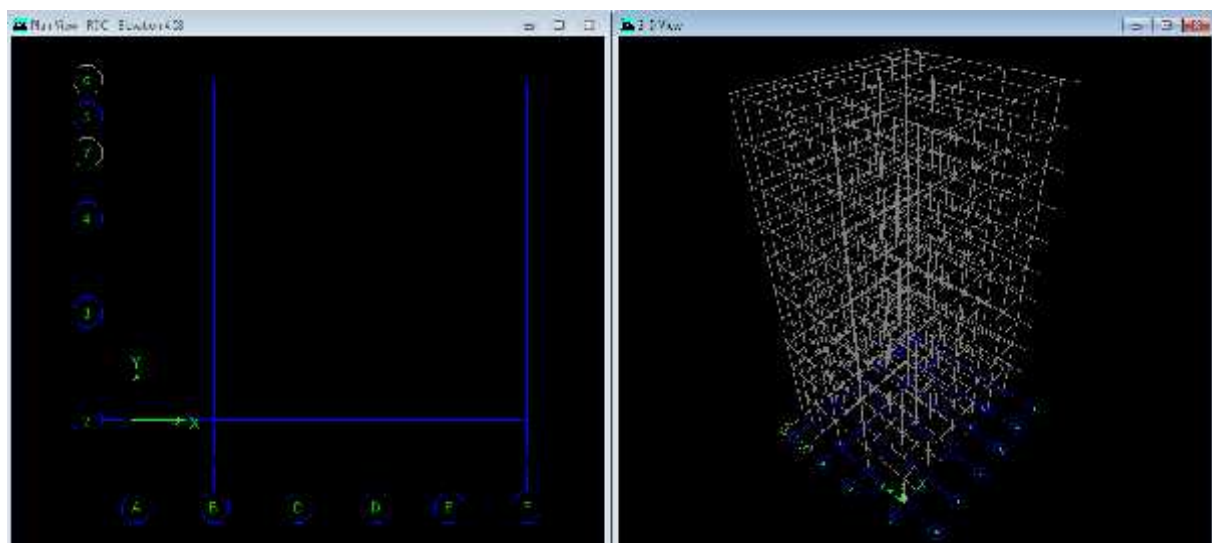


Fig IV.3.Présentation de la structure en 2D et 3D

b- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define⇒Material proprietes ⇒Add new material** et on écrit BETON dans la case **Material name**

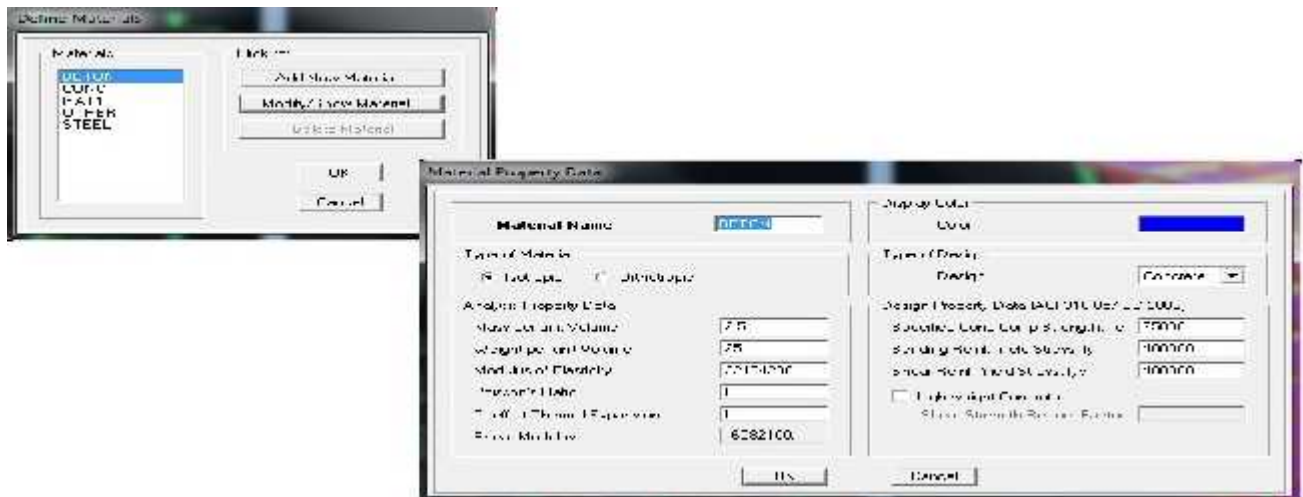


Fig IV.4.Introduction des propriétés mécaniques du béton.

C-Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux et voiles)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)

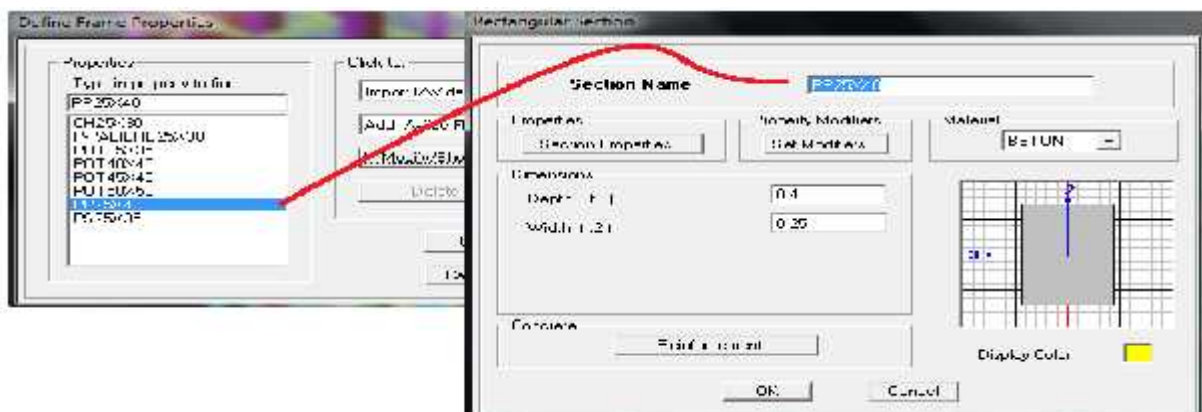


Fig IV.5.Dimensionnement des éléments.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments, après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voiles, plancher, palier,...).

On choisit le menu :

Define⇒wall/slab/deck⇒section⇒Add new Wall pour le dimensionnement du voile
Definewall/slab/deck ⇒section ⇒Add new deck pour le dimensionnement du plancher

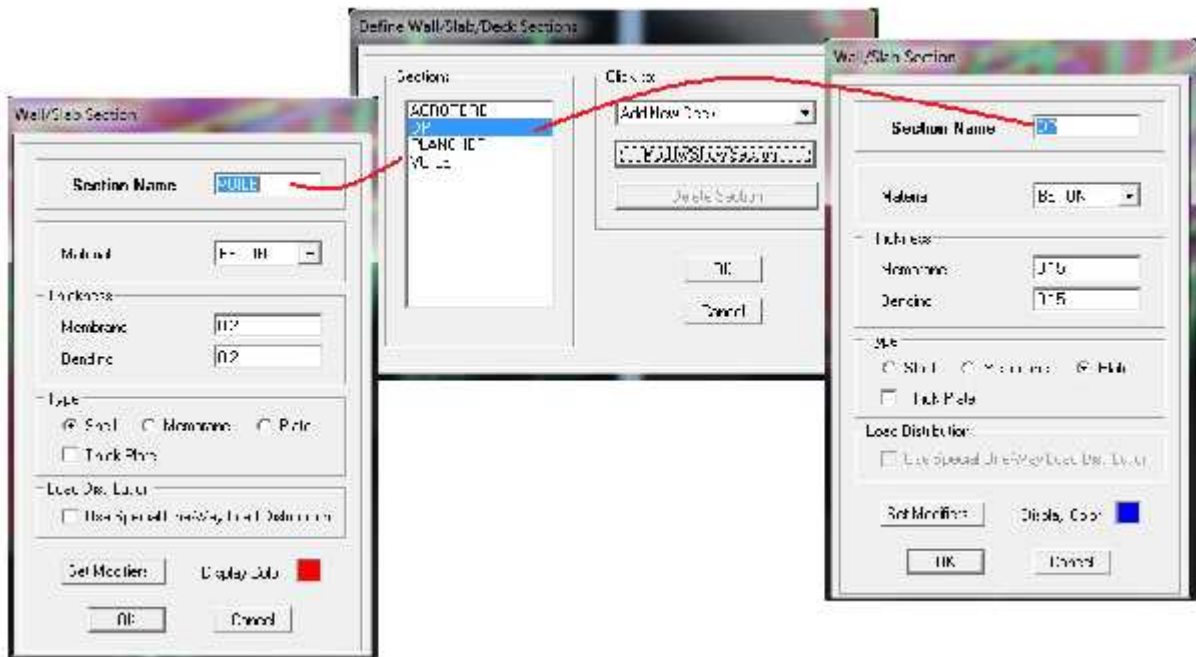


Fig IV.6.Dimensionnement des voiles.

Fig IV.7.Dimensionnement de la dalle pleine

D-Quatrième étape : Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir : on clique sur : (**Static Load Cases**), Ou bien sur l'icône **Define**



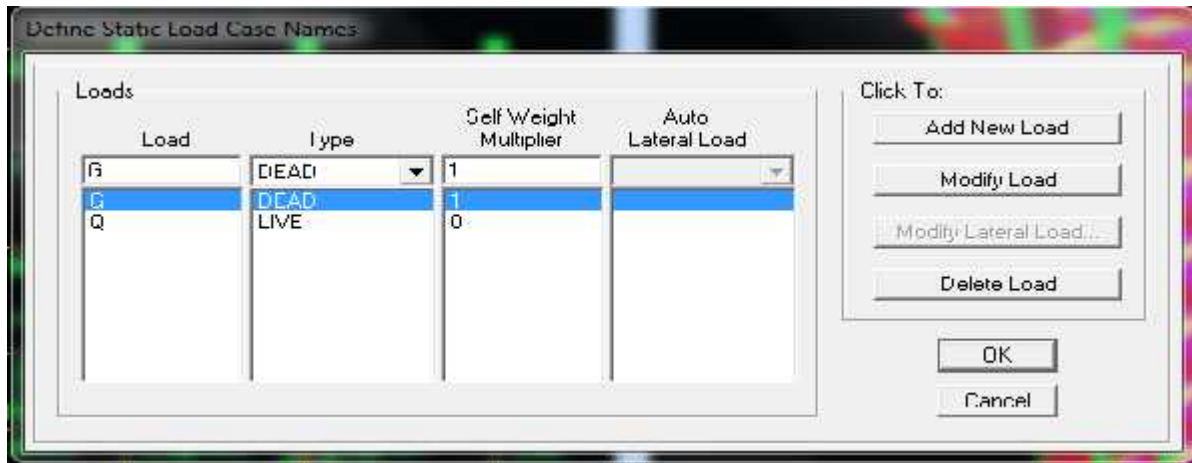


Fig IV.8.Définition des charges G et Q.

Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduit un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe1 du RPA2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Coefficient de comportement : $R = 5$ (mixte portiques/voiles avec interaction)

Remplissage : Danse

Site : S3 (site meuble)

Facteur de qualité (Q): $Q = 1 + \sum q$; $Q = 1,15$

Coeff. D'amortissement : $\xi = 10 \%$

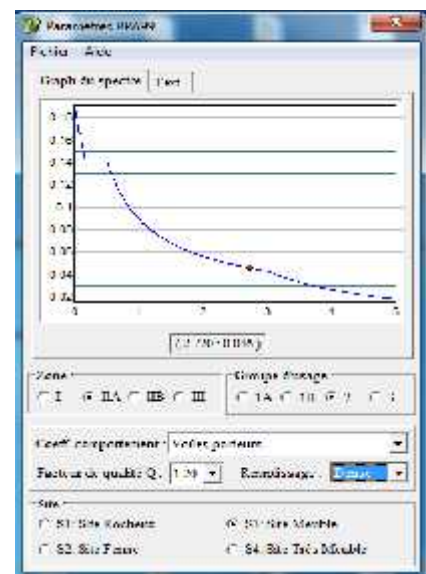


Fig IV.9.Spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Texte** et enregistrer, Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** de la manière suivante :

Define⇒Response Spectrum Functions (ou ) Add Spectrum from file.

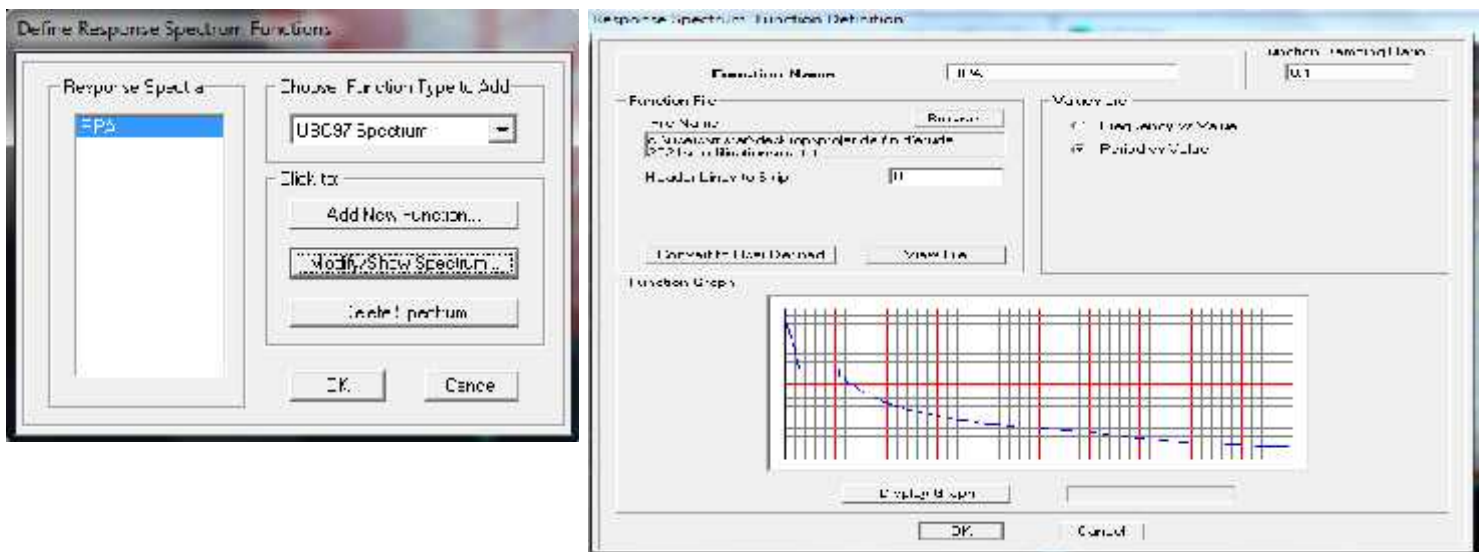


Fig IV.10.Introduction de spectre réponse.

Après l'introduction du spectre, la prochaine étape consiste en la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses ⇒ spectrum cases ⇒ Add New Spectrum.

Dans la partie **Input Response Spectra** , nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont X(U1) et Y(U2).

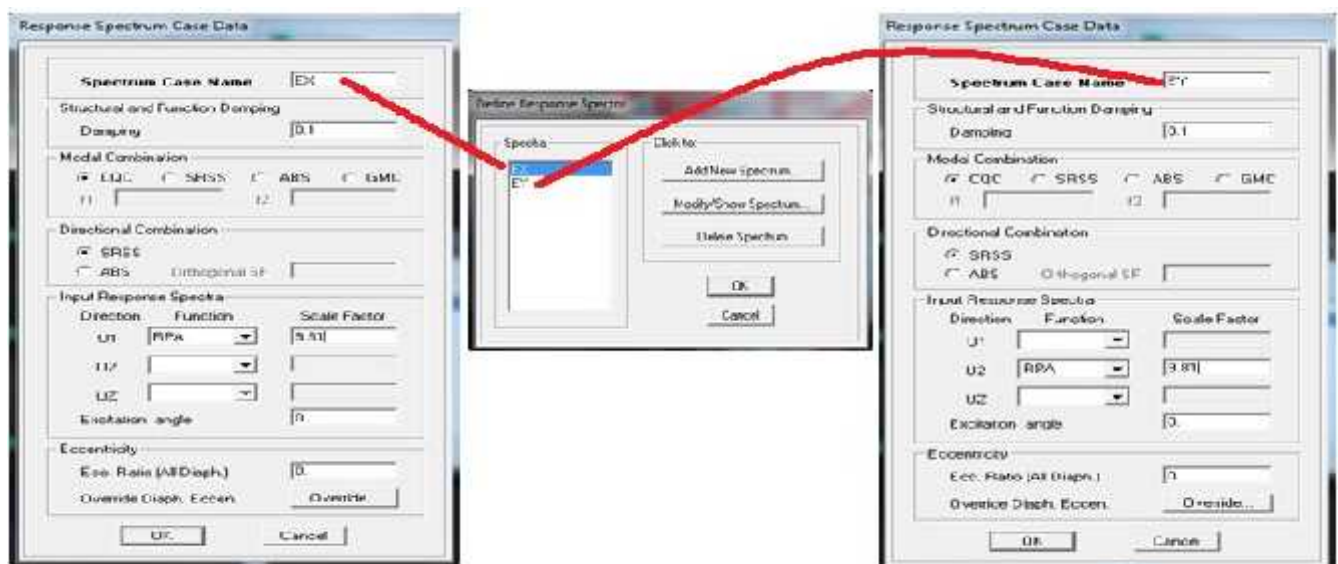


Fig IV .11.Définition du chargement EX et EY.

E-Cinquième étape : Chargement du plancher

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur

Assign $\Rightarrow$ **Shell/Area loads** $\Rightarrow$ **Uniform**

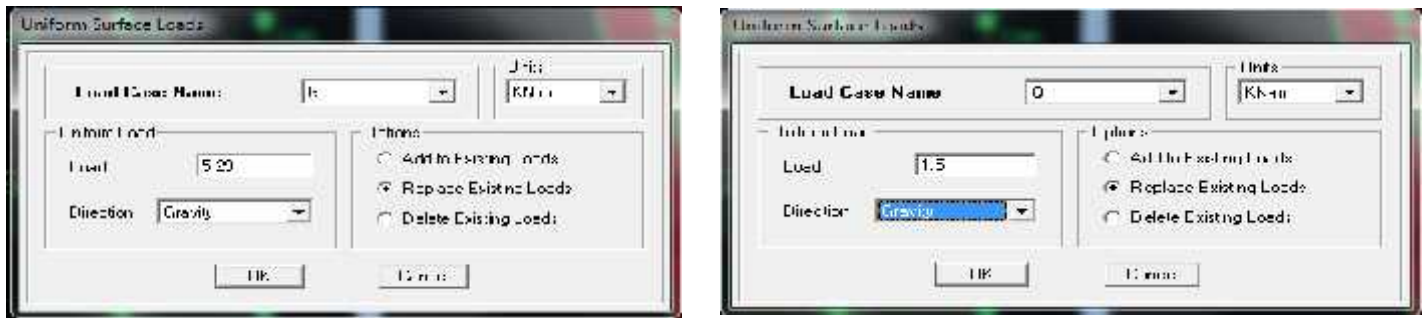


Fig IV.12.Introduction des charges.

F)- Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQEx : $G+Q\pm Ex$

GQEy : $G+Q\pm Ey$

0,8GEx : $0,8G\pm Ex$

0,8GEy : $0,8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define $\Rightarrow$ load Combinations $\Rightarrow$ Add New Combo

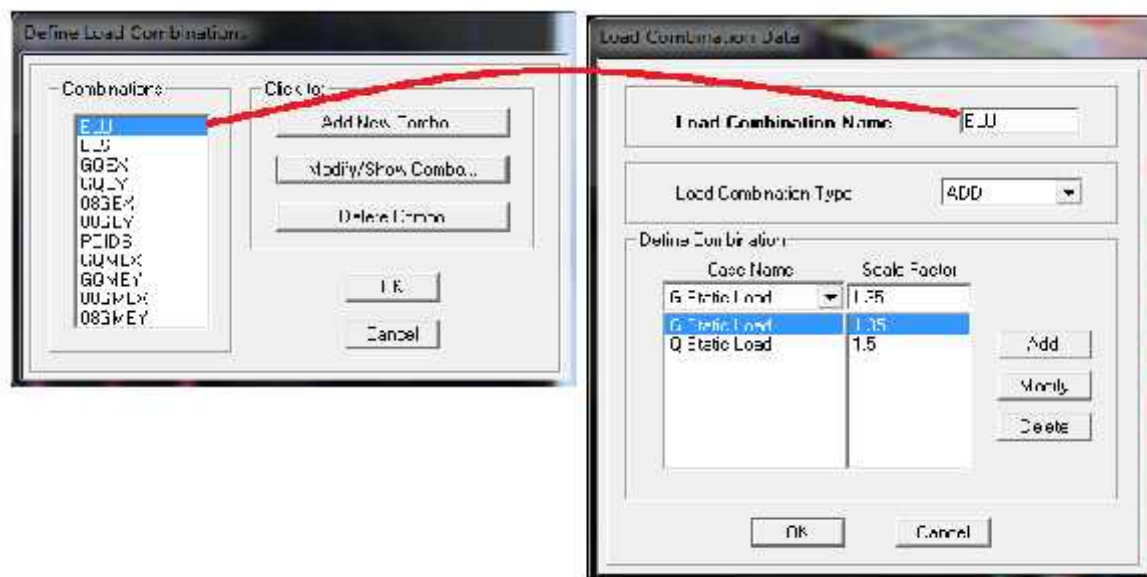


Fig IV.13.Introduction des combinaisons d'actions

G-Septième étape:**Mass-Source :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass-Source. On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés). Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par :

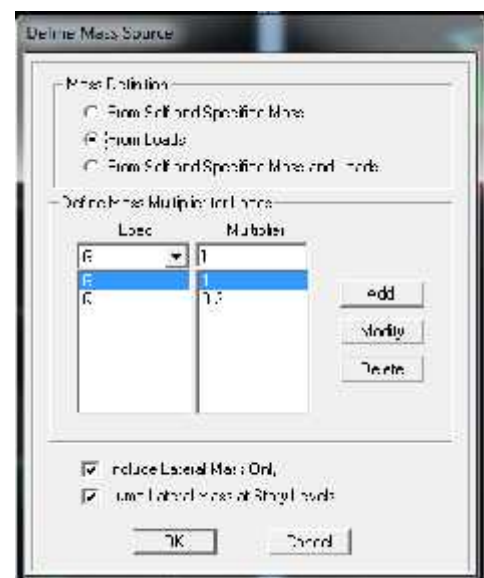
Define⇒ Mass source (ou)

Fig IV.14.Introduction de la masse source.

-Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Diaphragme ⇒ Add New Diaphragm

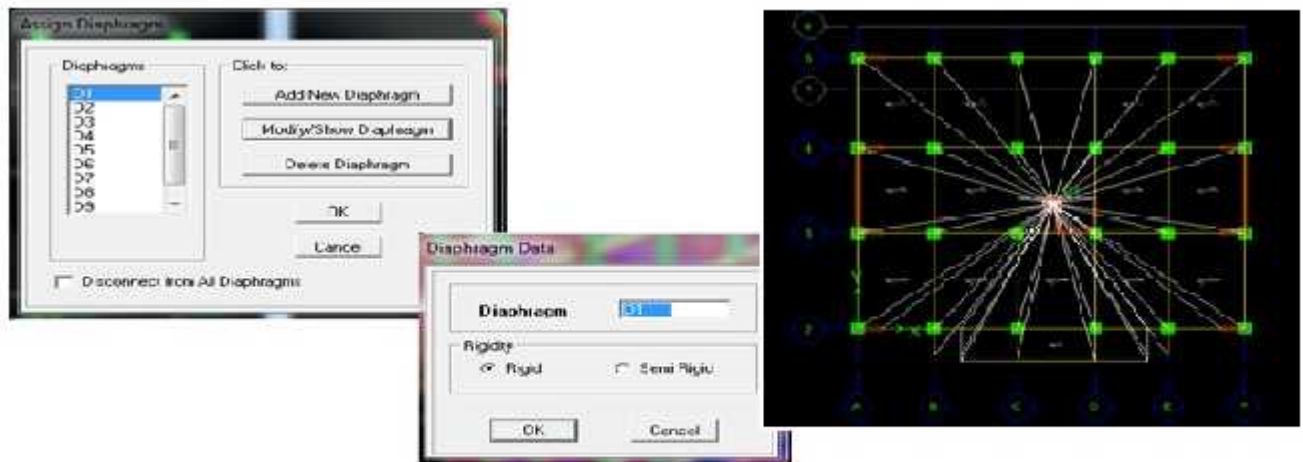


Fig IV.15.Définition des diaphragmes

-Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign⇒Joint/point ⇒Restraints



Fig IV.16.Encastrements des appuis.

h- Huitième étape : consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultats et l'indication de son contenu. Modes de vibration: **(Analyze) /(Set Analysis)**

Options/(Cocher Dynamique Analysis) Cliquer sur **(Set Dynamique Parametres)** On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « **Number of Modes** » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option »

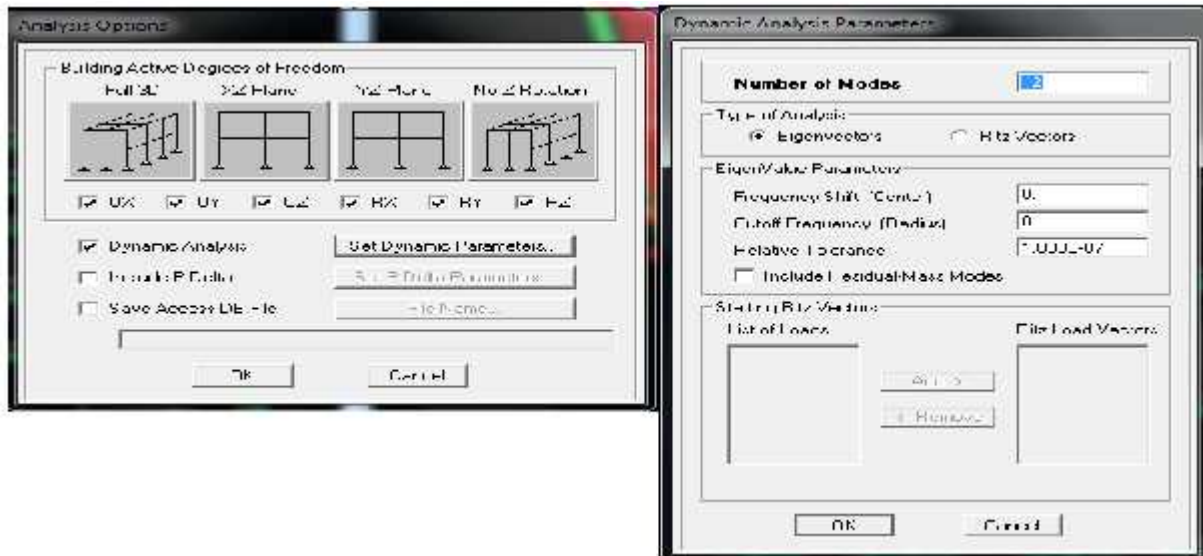


Fig IV.17.Introduction de nombre de mode.

Pour le lancement d'analyse : **Analyze⇒Run Analysis**

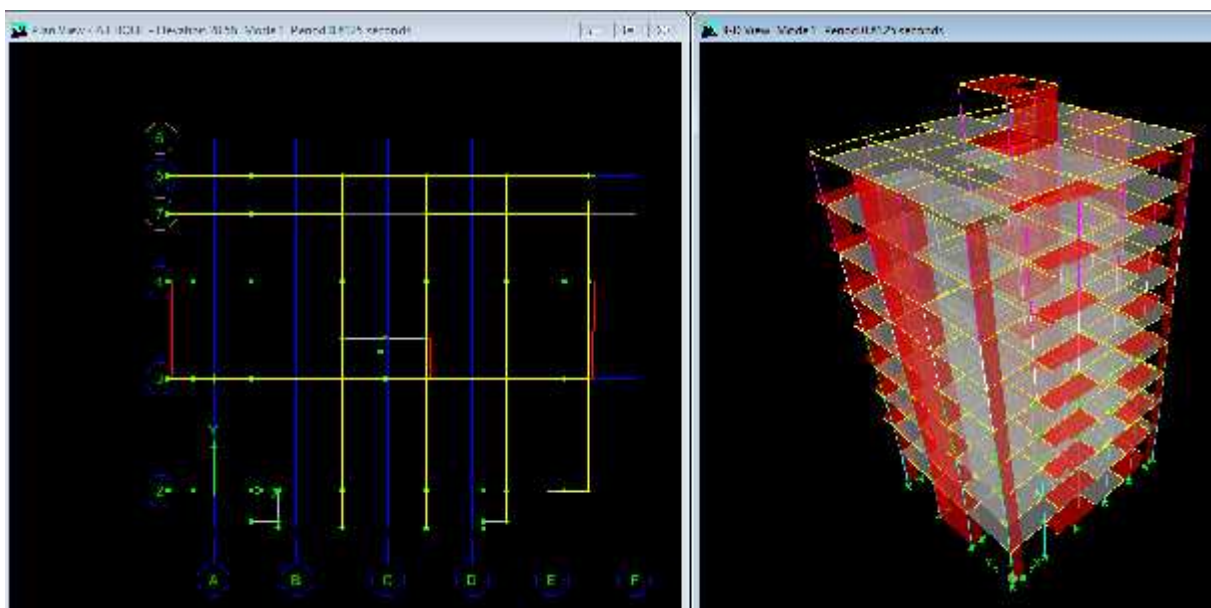


Fig IV.18 . Mode (1) translation suivant (x-x)

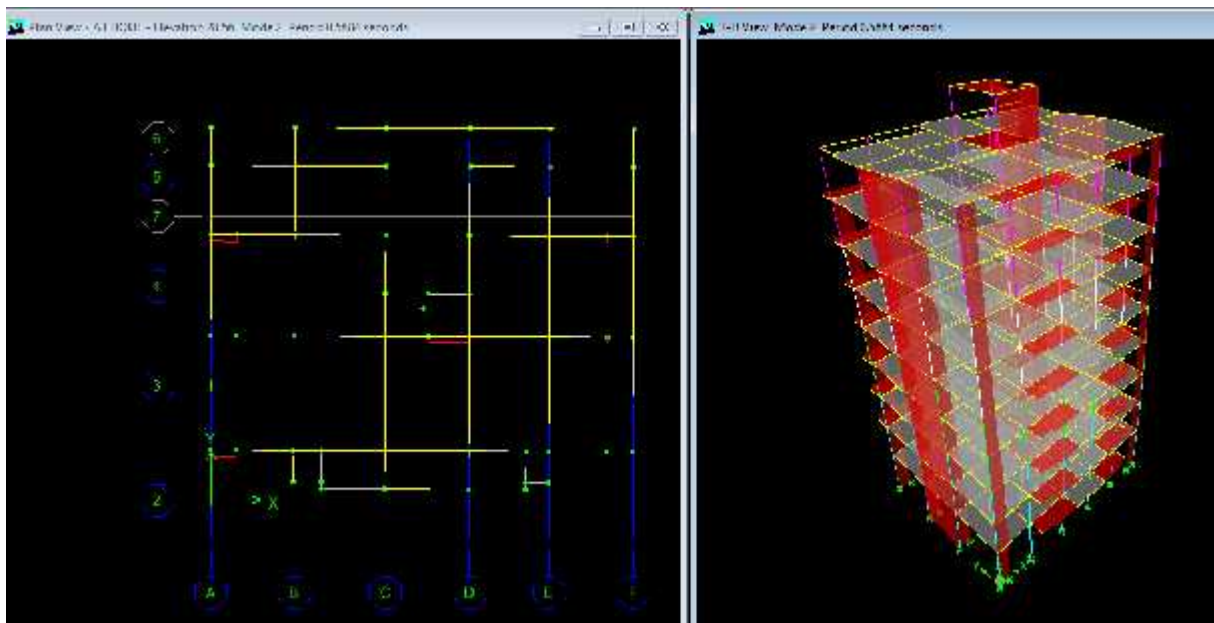


Fig IV.19. Mode (2) translation suivant (y-y)

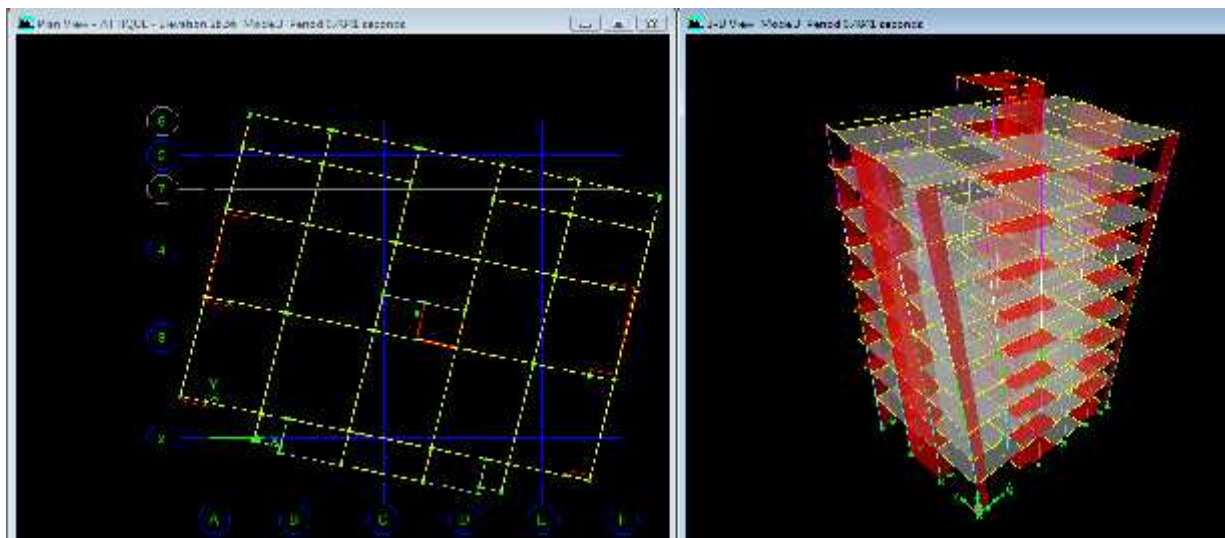


Fig IV.20 . Mode (3) rotation suivant le centre des masses

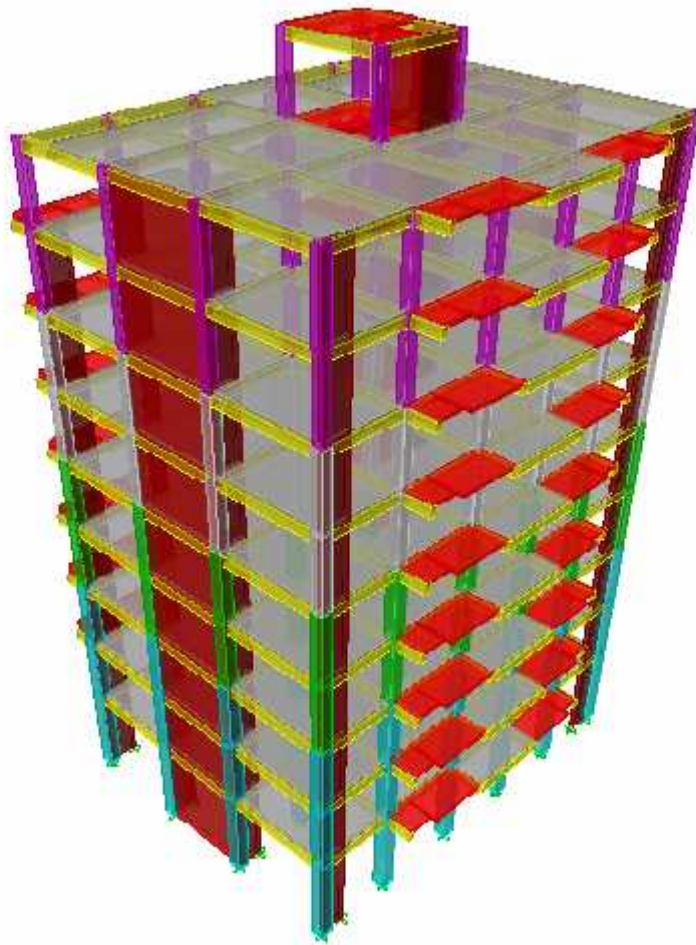


Fig IV.21. Modèle de la structure en 3D

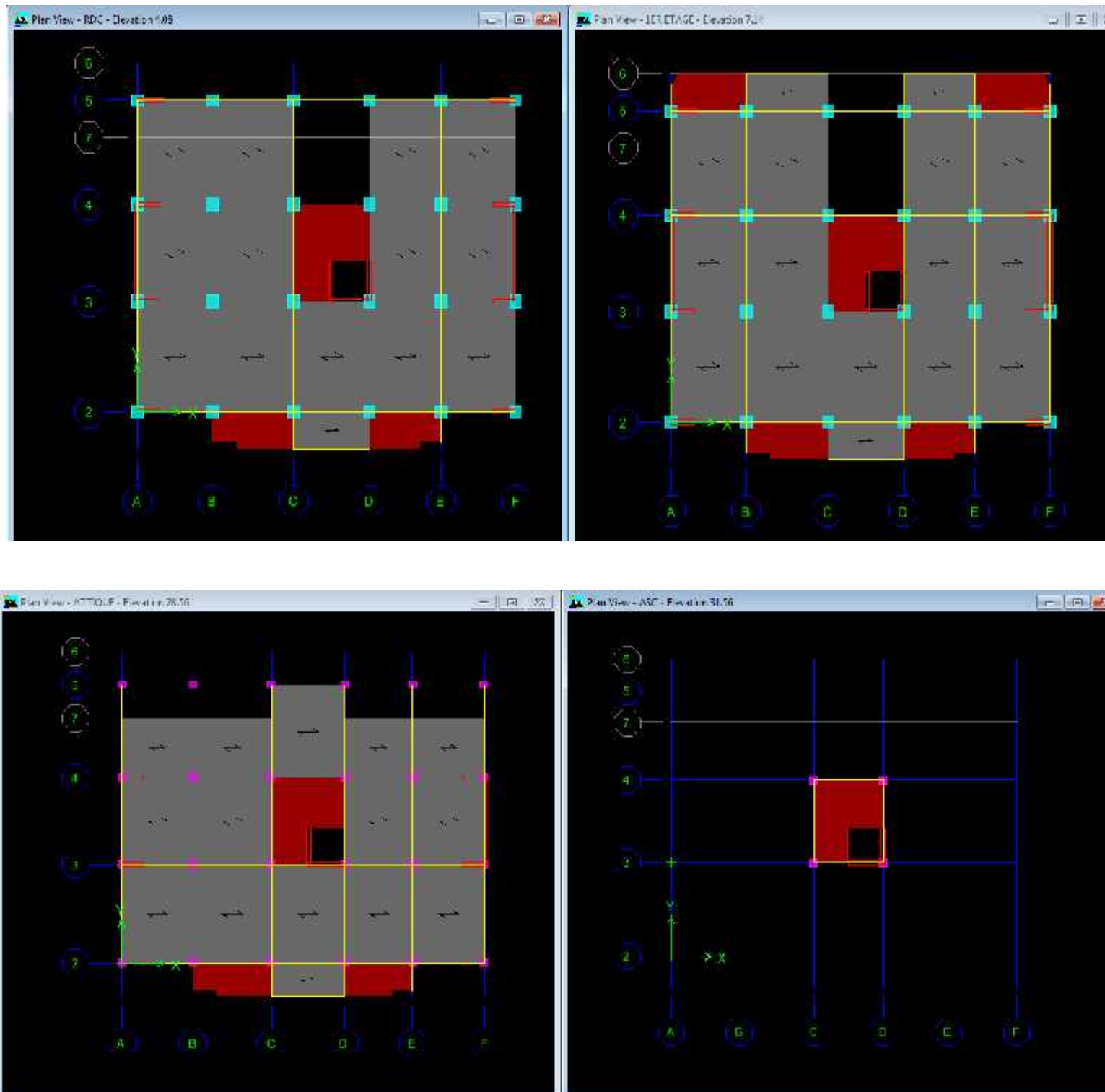


Fig IV.22.Modèle de la structure en plan

2. Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

On distingue deux cas de calcul :

-**Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G et Q**).

-**Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a)** Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b)** Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

-Notre structure est modélisée avec le logiciel ETABS 9.7.4 (méthode dynamique modale spectrale) ensuite on procède aux vérifications exigées par le RPA99/version 2003 ci-après.

IV.5 .Vérifications des conditions du RPA :

- vérification de la période
- Le pourcentage de participation massique
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
- L'excentricité
- L'effet P-Delta.

Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commerce. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

IV.5.1 Vérification de la période :**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

h_n: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**.

Avec : C_T = 0.05

Remarque :**L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :**

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%.

$$T = 0.05 \times 31.56^{3/4} = \mathbf{0,666 \text{ sec.}}$$

D'où : **T = 1.3 × 0.666 = 0.866 sec > T_{ETABS} = 0.812 sec condition vérifiée.**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.012701	74.4370	69.4693	0.0000	74.4370	69.4693	0.0000	0.0000
2	0.538010	0.0012	0.0000	0.0000	74.4382	69.4693	0.0000	0.0000
3	0.435468	0.0140	0.0171	0.0000	74.4522	69.4864	0.0000	0.0000
4	0.240594	14.1796	0.0008	0.0000	88.6318	69.4872	0.0000	0.0000
5	0.135015	0.0001	13.3624	0.0000	88.6319	83.8514	0.0000	0.0000
6	0.115835	1.0387	0.0016	0.0000	89.6706	83.8530	0.0000	0.0000
7	0.113383	4.3179	0.0000	0.0000	93.9885	83.8530	0.0000	0.0000
8	0.068876	1.9115	0.0000	0.0000	95.9000	83.8530	0.0000	0.0000
9	0.081415	0.1748	5.6911	0.0000	96.0748	84.8513	0.0000	0.0000
10	0.050600	0.0002	0.0000	0.0000	96.0750	85.2400	0.0000	0.0000
11	0.050826	0.0111	0.0000	0.0000	96.0861	85.2400	0.0000	0.0000
12	0.042142	1.3349	0.0234	0.0000	97.4210	95.2692	0.0000	0.0000

Fig. IV.2.1. Justification de la période et les masses participantes

La somme des masses modales dans le 12^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du Bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est **vérifiée**.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant :

X-X : avec une mobilisation de masse de **74.441 %**

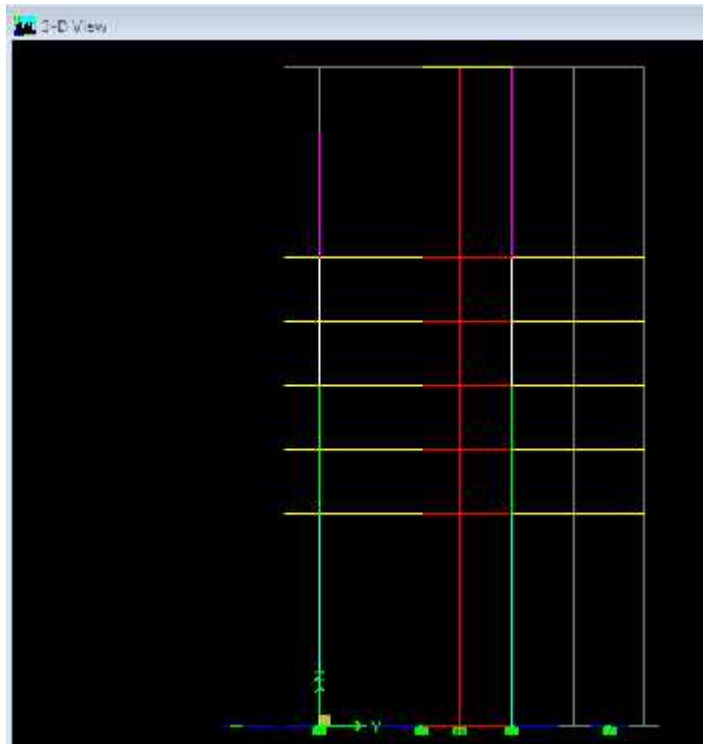
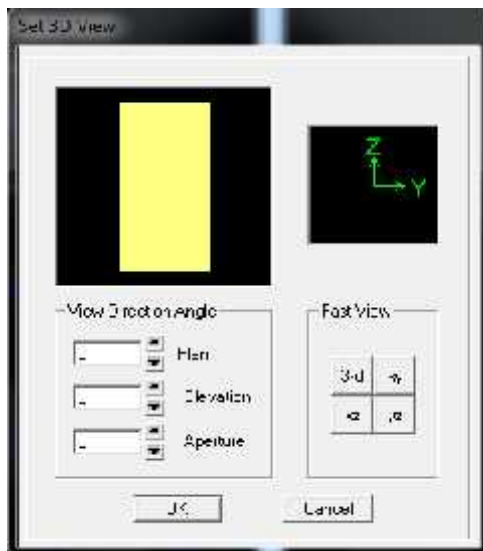
Y-Y : avec une mobilisation de masse de **69.469 %**.

IV.5.2- Détermination de système de contreventement :

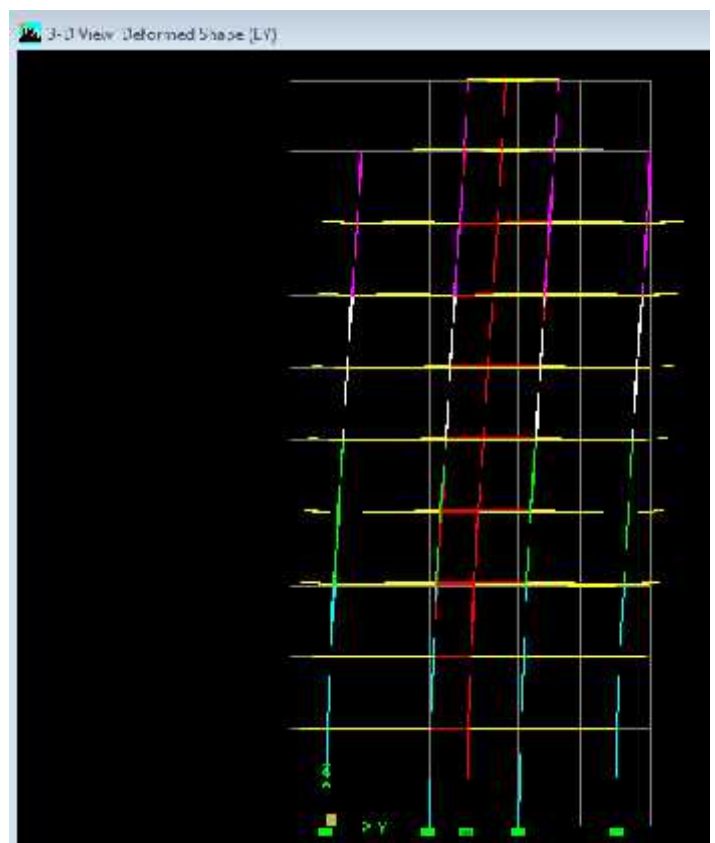
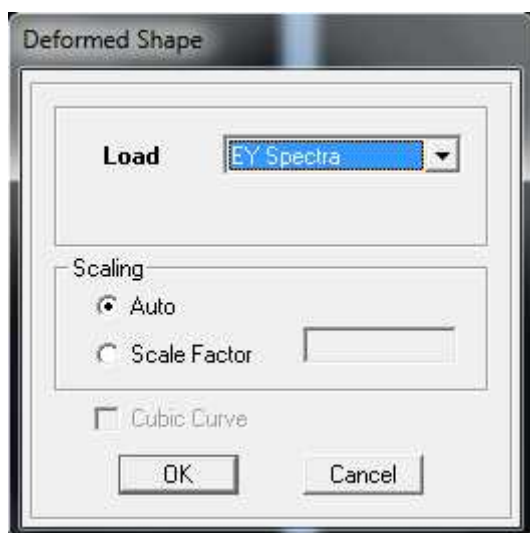
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprise par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de coefficient de comportement (**R**) à considérer

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures Suivantes:

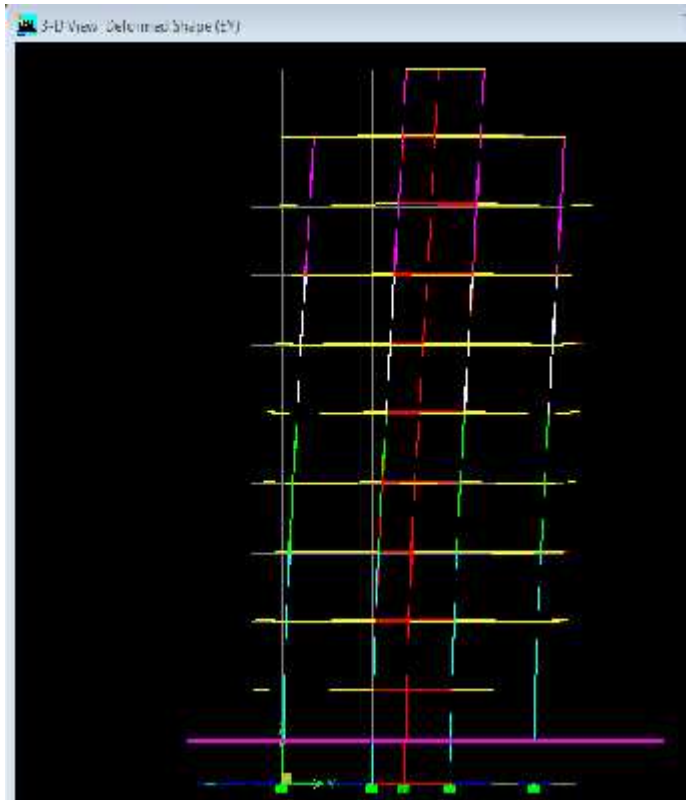
D'abord: View → Set 3D View → ok



Display → Show Deformed shape → Ey Spectra → ok



Draw → Draw section cut.



Et pour la détection des charges horizontales reprises par l'ensemble du bâtiment et par les voiles selon la direction (x-x), on suit la même procédure qu'on a utilisée pour le sens (y-y), Sauf que dans cette première étape : **View → Set 3D View → ok** (en choisissant l'axe x-z).

Et dans la deuxième étape on change le **(Ey spectra)** par **(Ex spectra)**

Display → Show Deformed shape → Ex Spectra → ok

Concernant les charges verticales reprises par l'ensemble du bâtiment et par les voiles :

(View → Set 3D View → ok) dans cette première étape on fait le choix soit axe (x-z) ou (y-z) on obtient le même résultat car les charges verticales elles ont la même direction (suivant z-z).

Et dans la deuxième étape : on sélectionne la combinaison poids qui est déjà introduite dans le logiciel (poids= $G+\beta Q$) tel-que $\beta=0.20$ (selon le RPA 99/V2003)

(Display → Show Deformed shape → poids → ok)

Les charges horizontales reprises par l'ensemble du bâtiment selon (y-y) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4.7453	1.8691
End Point	18.9815	1.8691

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.1181	1.8691	0	0

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	12.9806	1809.2967	1.002E-10	12.9806	1809.2967	9.815E-11
Moment	36411.006	195.9107	2025.0451	36411.006	195.9107	2025.0451

Close Refresh

Les charges horizontales reprises par les voiles selon (y-y) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4.7453	1.8691
End Point	18.9815	1.8691

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.1181	1.8691	0	0

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	12.1211	1677.5614	76.8785	12.1211	1677.5614	76.8785
Moment	16204.1547	208.5064	1894.0454	16204.1547	208.5064	1894.0454

Close Refresh

Les charges horizontales reprises par l'ensemble du bâtiment selon (x-x) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4.4213	2.1702
End Point	22.1952	2.2906

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0.0074	2.2304	0	0.2533

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1500.9019	11.9029	9.092E-12	1500.9019	11.9029	9.761E-12
Moment	157.9613	29406.5755	5037.0472	157.9613	29406.5755	5037.0472

Close Refresh

Les charges horizontales reprises par les voiles selon (x-x) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -4.4213 Y: 2.1702
End Point X: 22.1962 Y: 2.2906

Resultant Force Location and Angle

X: 8.8874 Y: 2.2304 Z: 0 Angle: 0.2593

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1260.1977	12.2464	349.4495	1260.1977	12.2464	349.4495
Moment	825.385	7758.7175	4864.253	825.385	7758.7175	4864.253

Close Refresh

Les charges verticales reprises par l'ensemble du bâtiment selon (z-z) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -3.9625 Y: 1.0000
End Point X: 17.6567 Y: 1.9293

Resultant Force Location and Angle

X: 6.8471 Y: 1.8691 Z: 0 Angle: 0.3192

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-8.213E-11	9.718E-10	20817.5679	-8.212E-11	-9.717E-10	-19777.576
Moment	88892.584	-30123.374	4.117E-10	-84340.12	28513.0588	-4.113E-10

Close Refresh

Les charges verticales reprises par les voiles selon (z-z) :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -3.9625 Y: 1.8088
End Point X: 17.6567 Y: 1.9293

Resultant Force Location and Angle

X: 6.8471 Y: 1.8691 Z: 0 Angle: 0.3192

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1.3674	-7.1275	6941.5363	-1.3674	-7.1275	-6113.944
Moment	27804.5868	10784.098	0.7628	26081.78	10078.1788	0.7628

Close Refresh

Le système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques :

) **Charges horizontales :**

Selon (x-x) : Les charges horizontales reprises par le système = **1500.8018 KN** qui fait le **100%**.

Les charges horizontales reprises par les voiles = **1260.1977 KN** se qui fait **83.97%**.

Selon (y-y) : Les charges horizontales reprises par le système = **1809.2967 KN** qui fait le **100%**.

Les charges horizontales reprises par les voiles = **1677.5614 KN** se qui fait **92.72%**.

) **Charges verticales :**

Les charges verticales reprises par le système = **19777.576 KN** qui fait le **100%**.

Les charges verticales reprises par les voiles = **6113.944 KN** se qui fait **30.91 %**.

📌 **Conclusion :**

D'après ces résultats on constate que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (**30.91%**) et presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales (**x-x=83.97%, y-y=92.72%**)

Donc Selon le RPA 99 V2003 ; le système de contreventement est assuré par des voiles porteurs

Le coefficient de comportement **R=3.5**.

IV.5.3.Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99).

$$V_{\text{base}}(\text{MSM}) \geq 0.8 \times V_{\text{base}}(\text{MSE})$$

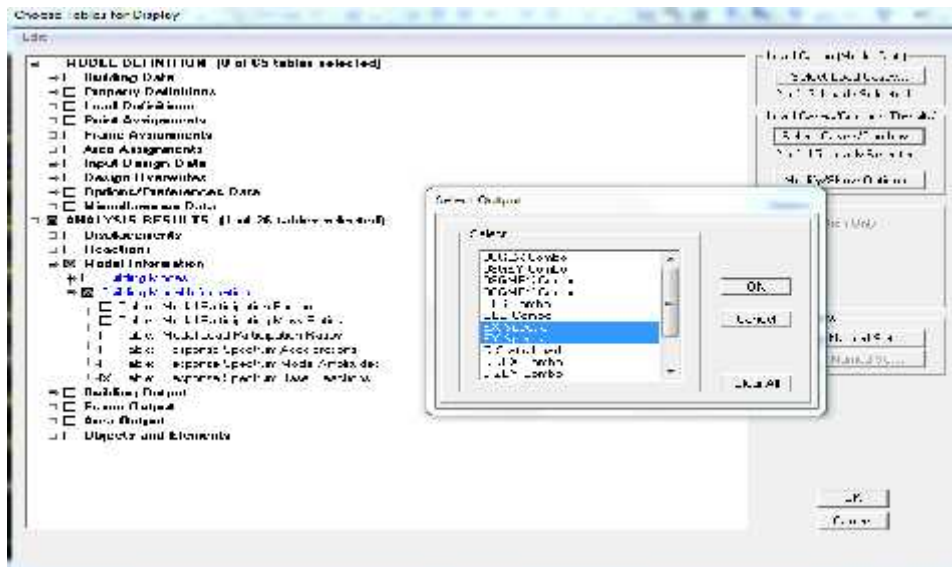
La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a)méthode dynamique modale spectrale (MSM) :

Dans le fichier modélisation (ETABS 9.7.4) on suit ces étapes afin de déterminer la résultantes des forces sismiques à la base base (Vt) dans deux directions x et y.

Display ⇒show tables ⇒modal information⇒building modal

information⇒table:Response spectrum base reactions ⇒select cases/combo⇒ EX spectra +EY spectra⇒OK



Response Spectrum Base Reactions

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	27.28	-25.23	0.00	83.064	82.406	-389.5
	EX	1	U1	1.39	0.10	0.00	0.042	3.603	6.62
	EX	12	U1	44.15	6.51	0.00	-13.645	104.919	-184.71
	EX	A1	A1	1729.37	12.70	0.00	102.030	7030.415	9107.4
	EY	1	U2	7.23	0.04	0.00	-0.720	150.545	-44.22
	EY	2	U2	6.83	1658.29	0.00	35266.142	166.400	13756.1
	EY	3	U2	-0.43	0.48	0.00	-10.585	-1.541	14.78
	EY	4	U2	2.93	0.02	0.00	0.014	0.114	-1.074
	EY	5	U2	-1.16	539.55	0.00	-2564.011	-11.607	4468.0
	EY	6	U2	1.2	0.05	0.00	0.210	1.770	8.801
	EY	7	U2	-0.23	0.00	0.00	-0.037	-0.502	1.235
	EY	8	U2	-4.01	0.26	0.00	-1.439	-0.003	27.07
	EY	9	U2	25.51	190.95	0.00	-682.204	53.650	1412.8
	EY	10	U2	25.23	23.33	0.00	76.825	67.704	360.23
	EY	11	U2	-0.10	0.01	0.00	0.003	-0.288	0.438
	EY	12	U2	0.51	0.96	0.00	-2.010	15.400	-27.20
	EY	A1	A1	12.58	1758.29	0.00	35413.800	106.815	14640.1

b)-Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**Méthode statique équivalente :****Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la MSE :

- condition sur la hauteur : $H \leq 65\text{m}$ en zone I et IIa condition vérifiée.

-régularité en plan condition vérifiée.

-régularité en élévation condition vérifiée.

$$V \leq \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Article 4.1 Du RPA 99})$$

b) Déduction des coefficients A, D, et R:

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Groupe d'usage : 2} \\ \text{-Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \quad (\text{Tableau 4.1 RPA99}).$$

R: coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement $R = 3.5$ (voiles porteurs). (Tab 4.3 RPA)

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- conditions minimales sur les files de contreventement.
- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{\gamma} \left(\frac{P_q}{P_{q1}} \right)^{\alpha}$$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA 99 mod2003).

➤ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Système de portique : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (3) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5, les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Suivant x-x : 5 travées et le rapport des portées inférieur à 1.5 (**critère observé**)

Suivant y-y : 3 travées et le rapport des portées inférieur à 1.5 (**critère observé**)

Donc : $P_{q1}=0$

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivant x-x : 6 files de portiques et le rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement est inférieur à 1.5 (**critère observé**)

Suivant y-y : 4 files de portiques et le rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement est inférieur à 1.5 (**critère observé**)

Donc : $P_{q2}=0$

➤ **Régularité en plan :**

- 1- Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**
- 2- à chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. (condition vérifiée, voir tableau ci-dessous)

Niveaux	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	XCM-XCR (m)	15% Lx (m)	Obs	YCM-YCR (m)	15%LY (m)	Obs
RDC	8.276	5.796	8.385	5.994	-0.109	2.535	vérifiée	-0.198	2.1435	vérifiée
1ER ETAGE	8.265	6.216	8.316	5.886	-0.051	2.535	vérifiée	0.33	2.1435	vérifiée
2EME ETAGE	8.264	6.213	8.309	5.931	-0.045	2.535	vérifiée	0.282	2.334	vérifiée
3EME ETAGE	8.263	6.212	8.311	5.986	-0.048	2.535	vérifiée	0.226	2.334	vérifiée
4EME ETAGE	8.263	6.209	8.315	6.026	-0.052	2.535	vérifiée	0.183	2.334	vérifiée
5EME ETAGE	8.262	6.208	8.32	6.053	-0.058	2.535	vérifiée	0.155	2.334	vérifiée
6EME ETAGE	8.261	6.206	8.325	6.07	-0.064	2.535	vérifiée	0.136	2.334	vérifiée
7EME ETAGE	8.261	6.177	8.33	6.067	-0.069	2.535	vérifiée	0.11	2.334	vérifiée
ATTIQUE	8.275	5.544	8.335	6.045	-0.06	2.535	vérifiée	-0.501	2.1435	vérifiée

Tableau IV.1. Vérification de régularité en plan.

3-la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur /largeur du plancher inférieur ou égal à 4 ($L / l = 16.9/13=1.30 \leq 4$) $\Rightarrow$ (condition vérifiée)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction $\Rightarrow$ (condition vérifiée)

4-les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leurs plan, dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier $\Rightarrow$ (condition vérifiée)

Les quatre conditions de régularité en plan sont tous vérifiées $\Rightarrow$ **(critère observé)**

P_{q3}=0

➤ **Condition de régularité en élévation :**
) **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

)] La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

)] Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme** de **2003**.

Pénalité		
Critère	Observ	Non observé
1-condition minimales sur les files de contreventement	0	/
2-redondance en plan	0	/
3-régularité en plan	0	/
4- régularité en élévation	0	/
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1

Tableau IV.2.Valeurs de pénalités Pq.

Donc: **$Q=1+\Sigma Pq=1+(0+0+0+0+0.05+0.1)=1.15$**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de **RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure(**T**):

$$D = \begin{cases} 2.5 & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{1/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7 **RPA/99**).

La nature du sol : Site meuble **S3** $\Rightarrow$ **T₂ = 0.5s**.

η :Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \xi \sqrt{\frac{7}{2 \Gamma_E}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$:est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.(**Tab 4-2**) $\Rightarrow$ **$\xi=10\%$**

D'où **$\eta=0.764 \geq 0.70$** **Condition vérifiée.**

•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.

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 31.56^{3/4} = \mathbf{0,666 \text{ sec.}}$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5 \left(\frac{f_{T_2}}{T} \right)^2 \times 1,578$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W sont résumés dans le tableau suivant:

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification dynamique moyen D	1.685	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.15	Formule 4.4
Poids total de la structure (W)	20817.572 KN	/

Tableau IV.3. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W:

Application numérique :

$$V \times \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t \times \frac{0.15 \times 1.578 \times 1.15}{3,5} \times 20817.572 \times 1619.04 \text{ KN}$$

V_D		$V_{X/Y}$	$80 \% \times V_{X/Y}$	observation
XX	YY	1619.04	1295.23	$V_{D(x-x)} \geq 80\% V_{\text{STATIQUE}} \text{ (c-v)}$
1529.38	1768.29			$V_{D(y-y)} \geq 80\% V_{\text{STATIQUE}} \text{ (c-v)}$

Tableau IV.4. Vérification des l'effort tranchant à la base

La condition sur l'effort tranchant à la base est **vérifiée**.

IV.5.4. Vérification des déplacements relatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\phi_K = R \times \phi_{eK} \text{ (formule 4-19 de RPA99 mod2003)}$$

Ω_k : 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 :

$$a_k = \phi_k - \phi_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Niveaux	Ω_x (m)	Ω_y (m)	ζ_{kx} (m)	ζ_{ky} (m)	1%h (m)	Vérification
ATTIQUE	0.077	0.0539	0.007	0.007	0.0306	Vérifiée
7EME ETAGE	0.07	0.0469	0.00805	0.007	0.0306	Vérifiée
6EME ETAGE	0.06195	0.0399	0.0091	0.00735	0.0306	Vérifiée
5EME ETAGE	0.05285	0.03255	0.0098	0.00735	0.0306	Vérifiée
4EME ETAGE	0.04305	0.0252	0.01015	0.00665	0.0306	Vérifiée
3EME ETAGE	0.0329	0.01855	0.01015	0.0063	0.0306	Vérifiée
2EME ETAGE	0.02275	0.01225	0.00945	0.0056	0.0306	Vérifiée
1ER ETAGE	0.0133	0.00665	0.00805	0.0042	0.0306	Vérifiée
RDC	0.00525	0.00245	0.00525	0.00245	0.0408	Vérifiée

Tableau IV.5. Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y

IV.5.5. Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/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 additionnelle égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) 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 : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Niveaux	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	$e_x =$ $ XCM - XCR $ (m)	5%L _x (m)	$e_x \leq 5\%L_x$ (m)	$e_y =$ $ YCM - YCR $ (m)	5%L _y (m)	$e_y \leq 5\%L_y$ (m)
RDC	8.276	5.796	8.385	5.994	0.109	0.8475	vérifiée	0.198	0.715	vérifiée
1er étage	8.265	6.216	8.316	5.886	0.051	0.8475	vérifiée	0.33	0.778	vérifiée
2ème étage	8.264	6.213	8.309	5.931	0.045	0.8475	vérifiée	0.282	0.778	vérifiée
3ème étage	8.263	6.212	8.311	5.986	0.048	0.8475	vérifiée	0.226	0.778	vérifiée
4ème étage	8.263	6.209	8.315	6.026	0.052	0.8475	vérifiée	0.183	0.778	vérifiée
5ème étage	8.262	6.208	8.32	6.053	0.058	0.8475	vérifiée	0.155	0.778	vérifiée
6ème étage	8.261	6.206	8.325	6.07	0.064	0.8475	vérifiée	0.136	0.778	vérifiée
7ème étage	8.261	6.177	8.33	6.067	0.069	0.8475	vérifiée	0.11	0.778	vérifiée
attique	8.275	5.544	8.335	6.045	0.06	0.8475	vérifiée	0.501	0.715	vérifiée

Tableau IV.6.Vérification de l'excentricité

IV.5.6.Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable» et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

- Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

$$\theta_k = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si : $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P-Delta peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si : $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

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».

- 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 :

Niveaux	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{KX} (m)	V_{KY} (m)	h_k (m)	θ_{kx} (m)	θ_{ky} (m)
Attique	2375.07	0.007	0.007	342.69	433.65	3.06	0.01585447	0.01252892
7ème étage	4523.09	0.00805	0.007	594.58	756.9	3.06	0.02001241	0.01367015
6ème étage	6739.97	0.0091	0.00735	806.68	1015.43	3.06	0.02484715	0.01594314
5ème étage	8956.84	0.0098	0.00735	987.12	1234.08	3.06	0.02905959	0.01743321
4ème étage	11251.74	0.01015	0.00665	1142.18	1416.45	3.06	0.03267607	0.01726309
3ème étage	13546.65	0.01015	0.0063	1273.32	1561.44	3.06	0.03528897	0.01786182
2ème étage	15928.76	0.00945	0.0056	1379.64	1676.3	3.06	0.0356555	0.01738989
1er étage	18310.87	0.00805	0.0042	1457.92	1763.49	3.06	0.03304074	0.01425161
RDC	20817.57	0.00525	0.00245	1500.79	1809.3	4.08	0.01784881	0.00690916

Tableau IV.7. Vérification de l'effet P-Delta

$\theta_k = P_K \times \Delta_K / V_K \times h_K < 0.1$ est vérifiée à tous les niveaux donc les effets de 2^o ordre

(Ou effet P-Delta) peuvent être négligés

IV.5.7.Vérification de l'effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_d}{E_c \times f_{ct2}} \leq 0,3 \quad ; \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{B_c} : \text{section du poteau} \\ \mathbf{N_d} : \text{effort normal max dans les poteaux sous : } (\mathbf{0.8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E}) \\ \mathbf{f_c} : \text{La résistance caractéristique du béton} \end{array} \right.$

Explication de la démarche utilisée pour obtenir (N_d) sur le logiciel (ETABS) :

Display $\Rightarrow$ Show Tables $\Rightarrow$ Select Cases/ Combos $\Rightarrow$ **(0.8G $\pm$ E et G + Q $\pm$ E)** $\Rightarrow$ OK

Frame Output $\Rightarrow$ Table: column forces $\Rightarrow$ ok

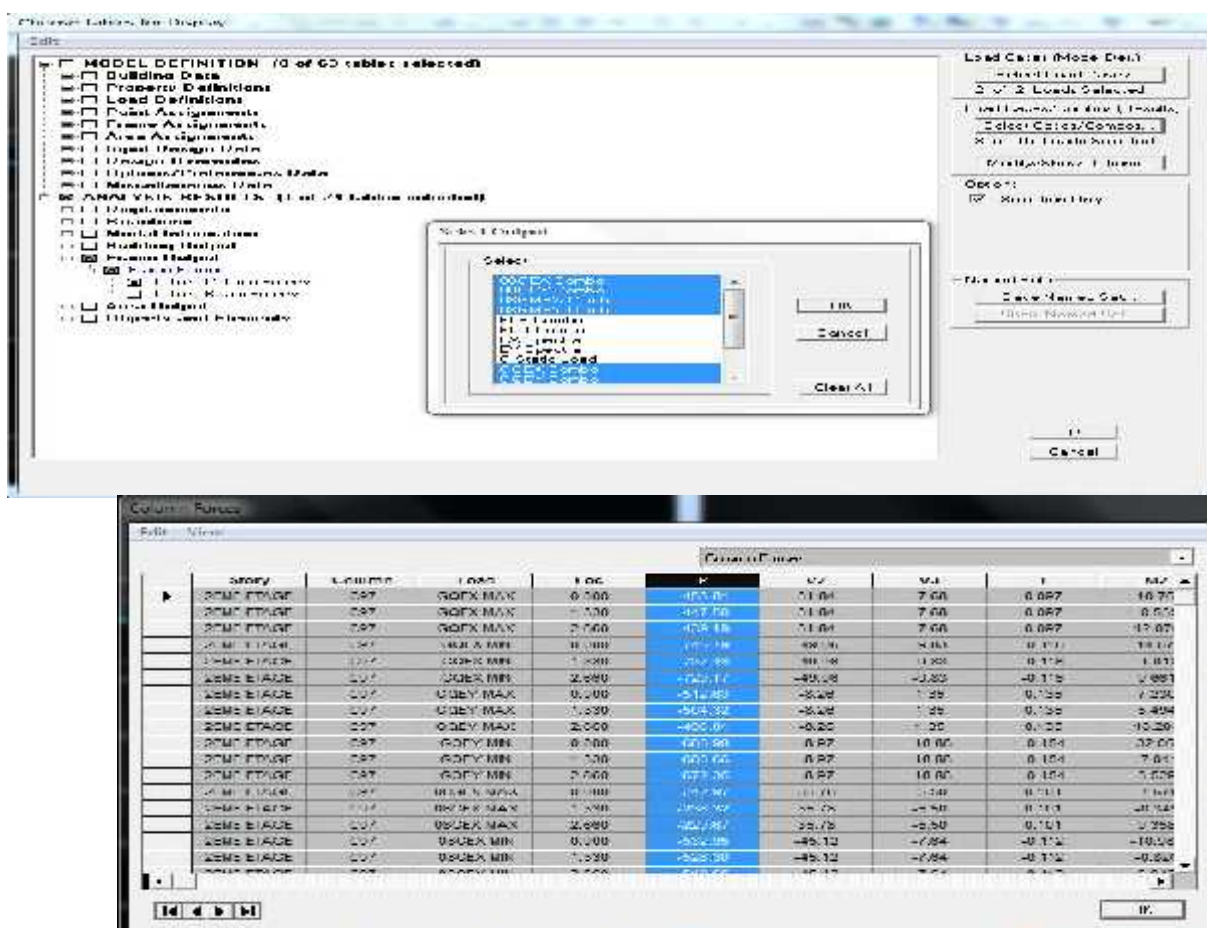


Fig IV.22.Détermination de l' effort max dans les poteaux sous les combinaisons Séismique.

POTEAUX (50X50) :

$N_d = 1360.96$ KN au RDC sous la combinaison (G+Q+E_x)

$$V = \frac{N_d}{E_c \times f_{ct2}} = \frac{1}{5} \times \frac{.9 \times 10^3}{5 \times 2} = 0.218 \leq 0,3$$

POTEAUX (45X45) :

$N_d = 788.28$ KN au 3^{ème} étage sous la combinaison (G+Q+E_y)

$$V = \frac{N_d}{E_c \times f_{ct2}} = \frac{7}{4} \times \frac{.2 \times 10^3}{4 \times 2} = 0.156 \leq 0,3$$

POTEAUX (40X40) :

$N_d = 519.79$ KN au 5^{ème} étage sous la combinaison (G+Q+E_y)

$$V = \frac{N_d}{E_c \times f_{ct2}} = \frac{5}{4} \times \frac{.7 \times 10^3}{4 \times 2} = 0.129 \leq 0,3$$

POTEAUX (35X35) :

$N_d = 261.95$ KN au 7^{ème} étage sous la combinaison (G+Q+E_y)

$$V = \frac{N_d}{E_c \times f_{ct2}} = \frac{2}{3} \times \frac{.9 \times 10^3}{3 \times 2} = 0.086 \leq 0,3$$

** Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié
- L'effort normal réduit

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments

V.1. Ferraillage des poteaux :**V.1.1.Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, le calcul du ferraillage des poteaux se fera donc en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, en tenant compte des combinaisons suivantes :

-) $1,35G+1,5Q$ | à l'ELU.
-) $G+Q\pm E$ | RPA99 révisé 2003.
-) $0.8G\pm E$ | RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

-) Effort normal maximal et le moment correspondant.
-) Effort normal minimal et le moment correspondant.
-) Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Des vérifications du ferraillage adopté seront effectuées à l'ELS (G+Q).

V.1.2.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \mid b \mid h$ (en zone IIa)

Poteaux (50 | 50) : $A_{\min} = 0,008 \mid 50 \mid 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteaux (45 | 45) : $A_{\min} = 0,008 \mid 45 \mid 45 = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 | 40) : $A_{\min} = 0,008 \mid 40 \mid 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 | 35) : $A_{\min} = 0,008 \mid 35 \mid 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

Poteaux (50 | 50) : $A_{\max} = 0,06 \mid 50 \mid 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteaux (45 | 45) : $A_{\max} = 0,06 \mid 45 \mid 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 | 40) : $A_{\max} = 0,06 \mid 40 \mid 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 | 35) : $A_{\max} = 0,06 | 35 | 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante est de 4% | b | h

Poteaux (50 | 50) : $A_{\max} = 0,04 | 50 | 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteaux (45 | 45) : $A_{\max} = 0,04 | 45 | 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 | 40) : $A_{\max} = 0,04 | 40 | 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 | 35) : $A_{\min} = 0,04 | 35 | 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \theta_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

-) Section entièrement tendue (SET).
-) Section partiellement comprimée (SPC).
-) Section entièrement comprimée (SEC).

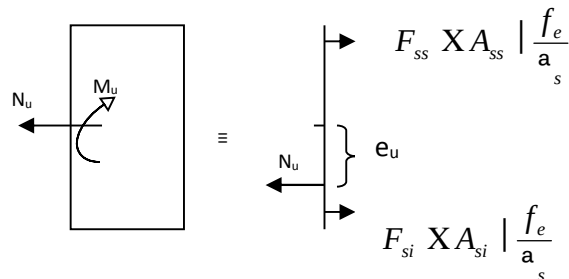
a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures.

$$e_u \times \frac{M_u}{N_u} \approx \left(\frac{h}{2} Z_c \right)$$

$$A_{si} \times N_u \left| \left(\frac{\frac{h}{2} Z_c \Gamma e_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \right) \right| (d Z_c)$$



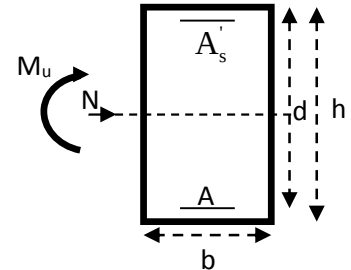
$$A_{ss} X(N_U | \frac{\gamma_s}{f_e}) Z A_{si}$$

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :



$$e = \frac{M_u}{N_u} \mid \frac{h}{2} ZC$$

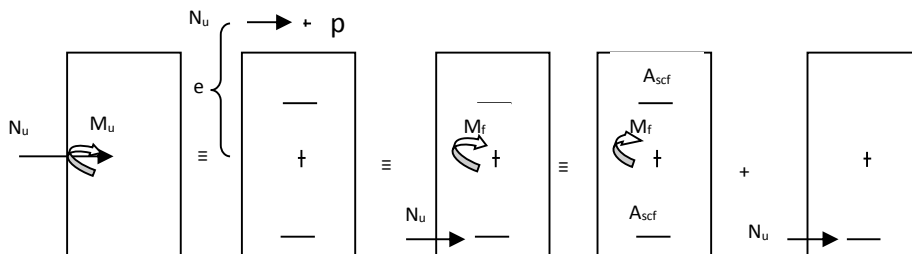
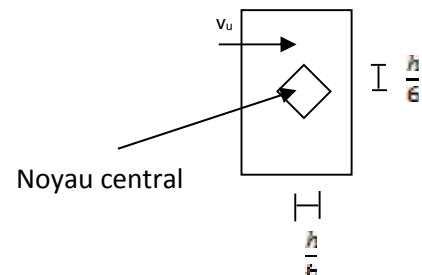


Figure V.1.2 : Section Partiellement Comprimée

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort

Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \mid \frac{h}{2} ZC$$



Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u f_d Zc' A_s M_f^{TM} 0,337 Z0,81 \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc}.$$

Et p $\notin$ noyau central $\Rightarrow$ SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \mid g X N_u \frac{h}{2} Zc \Gamma e \mid X M_u \Gamma N_u \frac{h}{2} Zc$$

$$F_{bc} \times \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b \times 1,5$ et $\gamma_b \times 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b \times 1,15$ et $\gamma_b \times 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations

suivantes: $\uparrow \times \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$

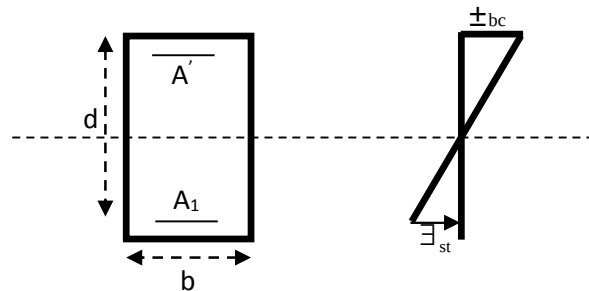
1^{er} cas :

« η » $\times 0,392$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 \times \frac{M_f}{d \pm_s} \quad \text{Avec : } \pm_s \times \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s \times A_1 \times \frac{N_u}{\pm_s}$$



2^{ème} cas :

« η » $\times 0,392$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \eta b d^2 f_{bu}$$

$$\zeta M \times M_f \times M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 \times \frac{M_r}{d \pm_s} \times \frac{\zeta M}{f_d \times \gamma_c \times A \pm_s}$$

$$A' \times \frac{\zeta M}{f_d \times \gamma_c \times A \pm_s} \quad \text{Avec : } \pm_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s \times A'_s$, $A_s \times A_s$ $Z \frac{N_u}{\sigma_s}$.

c) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e \times \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} Z_c.$$

$$N_u f_d Z_c' A_s M_f \leq 0,337 Z_c' \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc}.$$

$p \in \text{noyau central} \Rightarrow \text{SEC}$

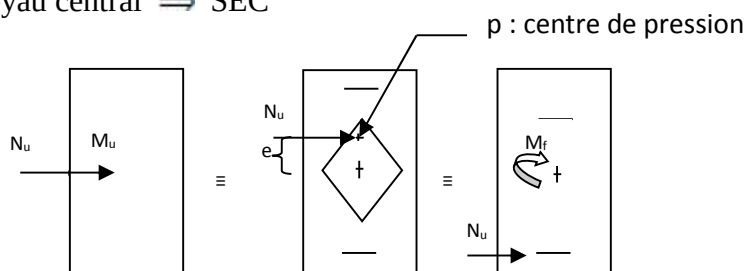


Figure V.1.3: section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter

1^{ère} situation :

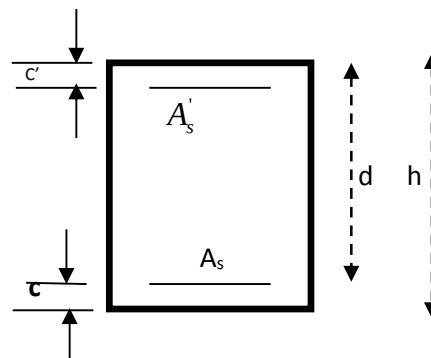
$$N_u f_d Z_c' A_s M_f \leq 0,5 Z_c' \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc} \quad \text{SDA.}$$

$$\Rightarrow A'_s = 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s \times \frac{M_f f_d Z_c' A_s M_f}{f_d Z_c' A_s}.$$

$$A_s \times \frac{N_u Z_c' b h f_{bc}}{\sigma_s} Z A'_s.$$



2^{ème} situation :

$$N_u f_d Z_c' A_s M_f < 0,5 Z_c' \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc} \quad \text{SSA.}$$

$$A_s = 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = X \frac{N_u \phi \pm b |h| f_{bc}}{\pm_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \phi = X \frac{0,357 \Gamma \frac{N_f d Z_c' A_z M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 Z \frac{c'}{h}}.$$

Calcul des armatures longitudinales :

les résultats des efforts internes dans les poteaux sont extraits à partir des fichiers de modélisation (ETABS) et les calculs des armatures longitudinales se font par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel (SOCOTEC), sauf que en raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles

➤ Exemple de calcul manuel :

Poteaux 50x50 à l'ELU:

$$N_u = -1514,44 \text{ KN} \Rightarrow M_{cor} = -1,202 \text{ KN.m}$$

$$e = X \frac{M_u}{N_u} = X \frac{1,202}{1514,44} = 0,00079 \text{ m} \approx \frac{0,50}{2} = 0,25 \text{ X } 0,225$$

$$M_f = X M_u \Gamma N_u \frac{h}{2} Z_c = X 1,202 \Gamma 1514,44 \left| \frac{0,5}{2} \right| 0,025 = X 339,729 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } N_u(d-c') - M_f = 1514,44 \times (0,9 \times 0,5 - 0,025) - 339,729 = 303,908 \text{ KN.m}$$

$$0,337 Z 0,81 \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc} = 0,337 Z 0,81 \left| \frac{0,025}{0,50} \right| 0,5 \left| 0,5 \right| 14200 = 526,2875 \text{ KN.m}$$

$$N_u f_d Z_c' A_z M_f = 303,908 \text{ KN.m} \approx 0,337 Z 0,81 \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc} = 526,2875 \text{ KN.m} \quad \text{SPC}$$

$$\ll X \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = X \frac{339,729}{0,5 \left| 0,475^2 \right| 14,2 \left| 10^3 \right|} = 0,212 \approx \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

$$A_1 \times \frac{M_f}{|d| \pm_{st}} \times \frac{339.729}{0.879 |0.475| 348 |10^3} \times 0.0023 \text{m}^2 \times 23.38 \text{cm}^2$$

$$\text{La section d'armature réelle est : } A_s \times A_1 \times \frac{N_u}{\pm_s} \times 23.38 \times \frac{1514.44}{34.8} \times 20.13 \text{cm}^2$$

Donc : $A_s = 0 \text{ cm}^2$ et $A_i = 0 \text{ cm}^2$

➤ **Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

Poteaux (50x50) à L'ELU : on introduit la section du poteau et l'enrobage des aciers, et les caractéristiques des matériaux (béton, aciers) et les valeurs des coefficients de sécurité selon le cas (durable ou accidentelle), dans cet exemple ELU (situation durable) et ensuite l'effort normal (Nu) et le moment fléchissant (Mu) et en auras le résultat en appuyant sur la commande résultats

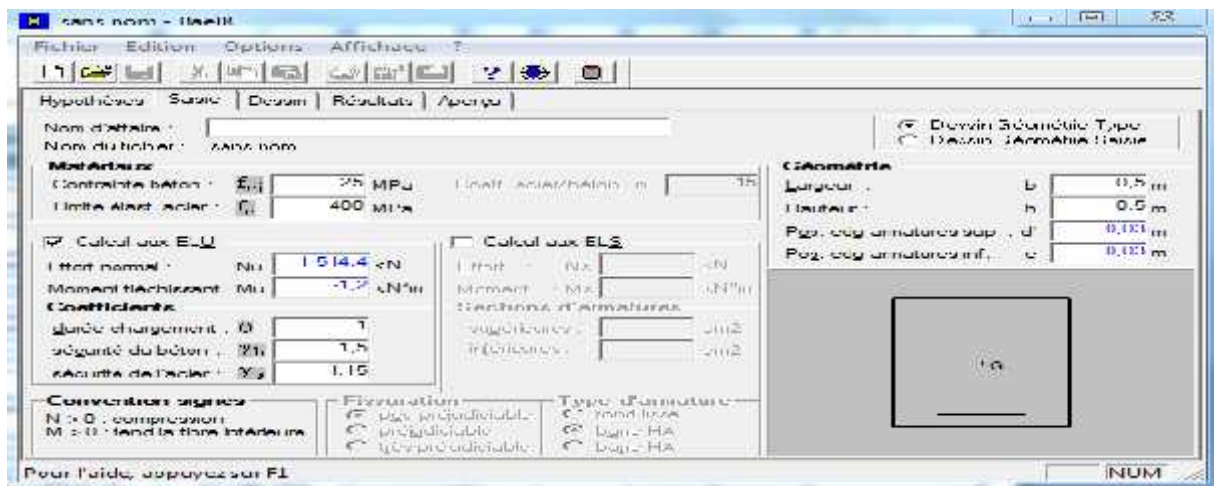


Figure V.1.4 : introductions des données du poteau dans le logiciel SOCOTEC

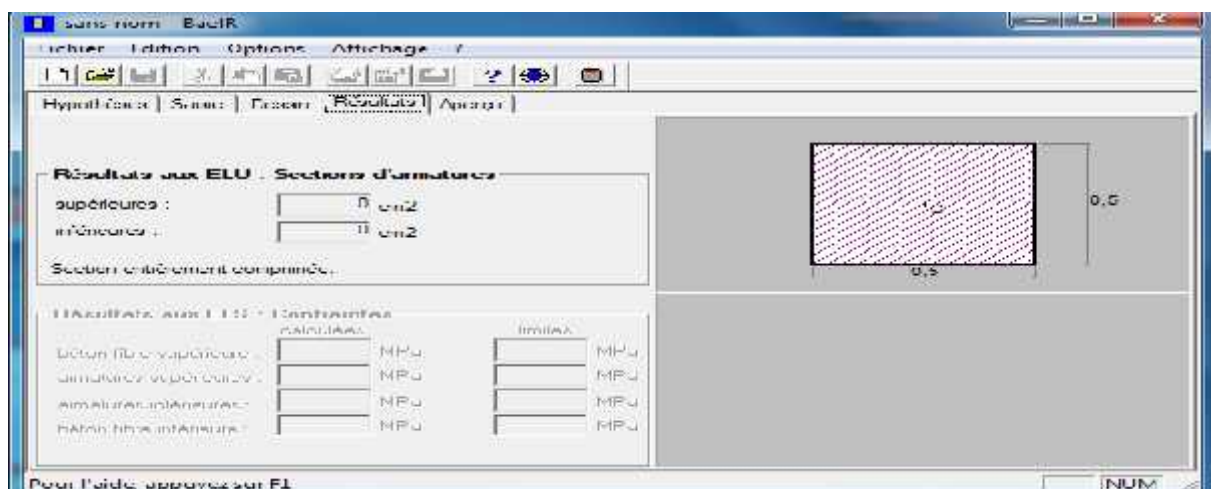


Figure V.1.5 : section d'acier obtenu par le logiciel SOCOTEC

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Sens	Effort normal (KN)	Moment (KNxm)	Combinaison	(bxh) (cm ²)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage adopté
RDC		P ^{max} = -1514.44	M ^{corr} = -1.202	ELU	(50x50)	SEC	0	0	20	4T16+8T14 =20.36 cm ²
1er étage	XX	P ^{min} = -536.24	M ^{corr} = 7.227	G+Q+Ey		SEC	0	0		
2ème étage		P ^{corr} = -784.43	M ^{max} =-59.351	G+Q+Ey		SEC	0	0		
		P ^{max} = -1514.44	M ^{corr} = 0.553	ELU		SEC	0	0		
	YY	P ^{min} = -536.24	M ^{corr} = 0.070	G+Q+Ey		SEC	0	0		
		P ^{corr} = -222.88	M ^{max} = 92.469	G+Q+Ex		SPC	0	2.17		
3ème étage 4ème étage	XX	P ^{max} = -980.01	M ^{corr} = -1.254	ELU	(45x45)	SEC	0	0	16.20	4T16+6T14 =17.28 cm ²
		P ^{min} = -58.27	M ^{corr} = 46.557	0.8G+Ey		SPC	0	2.03		
		P ^{corr} = -547.74	M ^{max} =-64.648	G+Q+Ey		SEC	0	0		
	YY	P ^{max} = -980.01	M ^{corr} = -0.512	ELU		SEC	0	0		
		P ^{min} = -58.27	M ^{corr} = 1.471	0.8G+Ey		SEC	0	0		
		P ^{corr} = -212.82	M ^{max} = 86.976	G+Q+Ex		SPC	0	2.61		
5ème étage 6ème étage	XX	P ^{max} = -647.96	M ^{corr} = -0.312	ELU	(40x40)	SEC	0	0	12.80	4T16+4T14 =14.20cm ²
		P ^{min} = -49.83	M ^{corr} = 41.617	0.8G+Ey		SPC	0	2.18		
		P ^{corr} = -332.62	M ^{max} = -57.185	G+Q+Ey		SEC	0	0		
	YY	P ^{max} = -647.96	M ^{corr} = -1.214	ELU		SEC	0	0		
		P ^{min} = -49.83	M ^{corr} = 1.809	0.8G+Ey		SEC	0	0		
		P ^{corr} = -160.19	M ^{max} = 68.383	G+Q+Ex		SPC	0	2.71		
7ème +étage en attique	XX	P ^{max} = -327.81	M ^{corr} = 0.293	ELU	(35x35)	SEC	0	0	9.80	8T14 =12.32cm ²
		P ^{min} = 37.36	M ^{corr} = 5.042	G+Q+Ex		SEC	0	0		
		P ^{corr} = -158.27	M ^{max} = -43.725	G+Q+Ey		SPC	1.48	0		
	YY	P ^{max} = -327.81	M ^{corr} = -1.38	ELU		SEC	0	0		
		P ^{min} = 37.36	M ^{corr} = 1.784	G+Q+Ex		SET	0.32	0.62		
		P ^{corr} = -108.1	M ^{max} = -51.012	G+Q+Ex		SPC	2.71	0		

Tableau V.1.1: Calcul des armatures longitudinales.

Longueur de recouvrement : selon le RPA99/version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone (IIa).

Donc : HA16 = 40x1.6 = 64cm

HA14 = 40x1.4 = 56cm

Longueur d'encrage :(BAEL 91 Article : A.6.1.221)

$$I_s \times \frac{\sigma_s}{4} \leq \frac{f_e}{2}$$

$$\sigma_s \leq 0.6 \times \frac{f_e}{2}$$

$$f_{t28} \times 0.6 \times 0.06 \leq f_{c28} \times 0.6 \times 0.06 \leq 25 \times 2.10 MPa$$

$\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérences

$$\sigma_s \leq 0.6 \times 1.50^2 \times 2.10 \times 2.835 MPa$$

Donc la longueur d'encrage pour les aciers HA16 et HA14 est comme suit :

$$(HA16) : I_s \times \frac{1.6}{4} \leq \frac{400}{2.835} \times 56.44 cm$$

$$(HA14) : I_s \times \frac{1.4}{4} \leq \frac{400}{2.835} \times 49.38 cm$$

V.1.4. Armatures transversales :(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

-) Empêcher le déplacement transversal du béton
-) Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. (Voir les plans de ferraillage).

Leurs calculs se fait a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \times \frac{\sigma_a}{h_1} \leq \frac{v_u}{f_e} \dots\dots (Formule 7.1, RPA 99/V2003)$$

V_u : effort tranchant de calcul.

A_t : armatures transversales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

μ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

° $a_g \leq 2.5$ | 5

° $a_g \leq 3.75$ | 5

S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1), par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) \dots \text{zone IIa}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l \dots \text{zone IIa}$

Avec (ϕ_l) est la diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{S_t}$ en % est donnée comme suit :

0.3% si $a_g \leq 2.5$ $\Rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b_1$

0.8% si $a_g \leq 3.75$ $\Rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% \times S_t \times b_1$

Si $3.75 < a_g \leq 5$ par interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec λ_g est l'élancement géométrique du poteau. $(a_g \leq \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$

Avec «a» et «b» dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f = 0.7 l_0$ selon le (BAEL 91/99)

Et « l_f » est la longueur de flambement du poteau, dépend de la nature des appuis

Avec : l_0 = longueur libre du poteau.

Selon le (BAEL 91/99) λ_g est donné par la formule suivante : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec i : le rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : le moment d'inertie dans la direction du flambement $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

dans notre cas les poteaux ont tous une section carrée donc $I_x = I_y$

B est l'aire de la section transversal du poteau ($B = b \times h$)

V.1.4.1. Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} \geq \frac{14}{3} \geq 4.67 \text{ mm} \quad \varnothing_t \geq 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,

Donc **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

V.1.4.2. Espacement des armatures transversales : BAEL 91 Art A8.1.3

$$s_t \leq \min(15\varnothing_l^{\min}, 40 \text{ cm}, (a \pm 10) \text{ cm})$$

Avec (a) : la petite dimension transversale des poteaux

$$s_t \leq \min(15 \mid 1.4; 40 \text{ cm}; (35 \pm 10) \text{ cm})$$

$$s_t \leq 21 \text{ cm} \text{ Soit } s_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{RDC : } l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 408 = 258.6 \text{ cm}$$

$$\text{Etage courant et attique : } l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 306 = 214.20 \text{ cm}$$

Poteaux (50x50) :

$(a_g \times \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$ dans notre cas les poteaux ont tous une section carrée donc (a=b)

$$a_g \times \frac{l_f}{a} \times \frac{258.6}{50} \times 5.17 (RDC)$$

$$a_g \times \frac{l_f}{a} \times \frac{214.2}{50} \times 4.28 (1^{\text{er}} \text{ et } 2^{\text{ème}} \text{ étage})$$

Poteaux (45x45) :

$$a_g \times \frac{l_f}{a} \times \frac{214.2}{45} \times 4.76 (3^{\text{ème}} \text{ et } 4^{\text{ème}} \text{ étage})$$

Poteaux (40x40) :

$$a_g \times \frac{l_f}{a} \times \frac{214.2}{40} \times 5.36 (5^{\text{ème}} \text{ et } 6^{\text{ème}} \text{ étage})$$

Poteaux (35x35) :

$$a_g \times \frac{l_f}{a} \times \frac{214.2}{35} \times 6.12 (7^{\text{ème}} \text{ étage et étage en attique})$$

niveaux	Section des poteaux	Hauteur libre du poteau (lo)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	ρ_a
RDC	(50x50)	4.08 m	5.17	$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$
1 ^{ER} et 2 ^{ème} étage	(50x50)	3.06m	4.28	$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(45x45)	3.06m	4.76	$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	(40x40)	3.06m	5.36	$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$
7 ^{ème} étage et étage en attique	(35x35)	3.06m	6.12	$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$

Tableau V.1.2 : coefficient correcteur (ρ_a) en fonction de l'élancement géométrique du poteau (λ_g)

Espacement des armatures transversales :

Les minimum exigé par le RPA 99/V2003 :

Dans la zone nodale : $St \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$ □ soit $St = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $St \leq 15\varnothing_l$ □ soit $St=12\text{cm}$

Avec $(\varnothing_l)$ est la diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section des poteaux	$\lambda_g = \frac{l_f}{h}$	Observation	$A_{\min} (\text{cm}^2)$		$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	Observation	
			Zone courante	Zone nodale		Zone courante	Zone nodale
(50x50)	5.17	$\lambda_g \geq 5$	1.80	1.50	2.01	vérifiée	vérifiée
(50x50)	4.28	$3 < \lambda_g < 5$	2.88	2.40	2.01 (Voir nota 1)	Non vérifiée	Non vérifiée
(45x45)	4.76	$3 < \lambda_g < 5$	1.944	1.62	2.01	vérifiée	vérifiée
(40x40)	5.36	$\lambda_g \geq 5$	1.44	1.20	2.01	vérifiée	vérifiée
(35x35)	6.12	$\lambda_g \geq 5$	1.26	1.05	2.01	vérifiée	vérifiée

Tableau V.1.3 : quantité minimale d'armatures transversales.

Nota 1 : pour les poteaux de section (50x50) de 1^{er} étage et 2^{ème} étage la section des armatures transversales n'est pas vérifiée avec 2 cadres en (HA8), donc on opte un ferraillage transversale spécifique pour cette zone, soit donc 2 cadres en **HA10** □ $A_t=3.14\text{cm}^2$

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées de deux cadres en **HA8** $A_t=2.01\text{cm}^2$, sauf les poteaux de 1^{er} étage et 2^{ème} étage qui seront composées de deux cadres en **HA10** □ $A_t=3.14\text{cm}^2$, avec un espacement de 10cm en zone nodal et 12cm en zone courante.

Vérification au cisaillement : (RPA 99/V2003, article 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton (τ_{bu}) sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_{bu} \leq \rho_d \cdot f_{c28}$, c'est-à-dire

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Poteaux (50x50) :

RDC : $\lambda_g = 5.17$ □ $\rho_d = 0.075$

$$^2_b X \frac{v_u}{b | d} X \frac{18.92 | 10^3}{500 | 475} X 0.080 MPa$$

$^2_{bu} X \sigma_d | f_{c28} X 0.075 | 25 X 1.875 MPa$ □ $^2_b X 0.080 MPa \leq ^2_{bu} X 1.875 MPa$ □ la condition est vérifiée

1^{er} et 2^{ème} étage : $\lambda_g = 4.28$ □ $\rho_d = 0.04$

$$^2_b X \frac{v_u}{b | d} X \frac{59.74 | 10^3}{500 | 475} X 0.25 MPa$$

$^2_{bu} X \sigma_d | f_{c28} X 0.04 | 25 X 1 MPa$ □ $^2_b X 0.25 MPa \leq ^2_{bu} X 1 MPa$ □ la condition est vérifiée.

Poteaux (45x45) :

3^{ème} et 4^{ème} étage : $\lambda_g = 4.76$ □ $\rho_d = 0.04$

$$^2_b X \frac{v_u}{b | d} X \frac{58.63 | 10^3}{450 | 425} X 0.30 MPa$$

$^2_{bu} X \sigma_d | f_{c28} X 0.04 | 25 X 1 MPa$ □ $^2_b X 0.30 MPa \leq ^2_{bu} X 1 MPa$ □ la condition est vérifiée.

Poteaux (40x40) :

5^{ème} et 6^{ème} étage : $\lambda_g = 5.36$ □ $\rho_d = 0.075$

$$^2_b X \frac{v_u}{b | d} X \frac{46.25 | 10^3}{400 | 375} X 0.308 MPa$$

$^2_{bu} X \sigma_d | f_{c28} X 0.075 | 25 X 1.875 MPa$ □ $^2_b X 0.308 MPa \leq ^2_{bu} X 1.875 MPa$ □ la condition est vérifiée.

Poteaux (35x35) :

7^{ème} étage et étage en attique : $\lambda_g = 6.12$ □ $\rho_d = 0.075$

$$\sigma_b \times \frac{v_u}{b \cdot d} \times \frac{36.69 \cdot 10^3}{350 \cdot 325} \times 0.322 \text{ MPa}$$

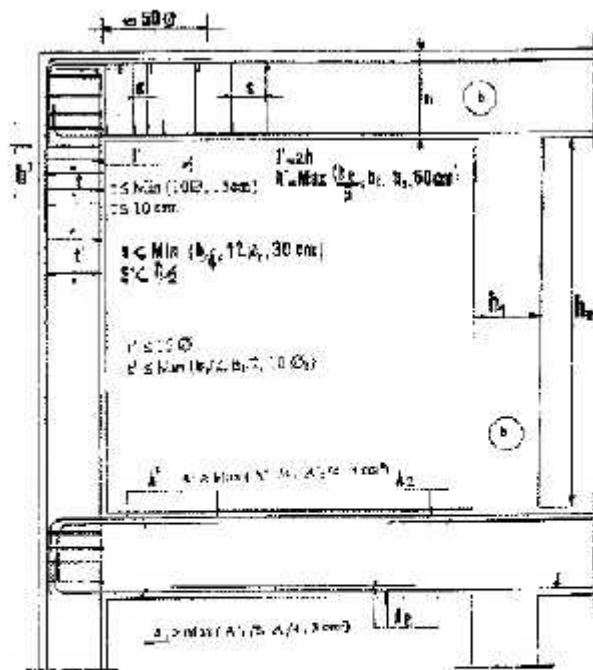
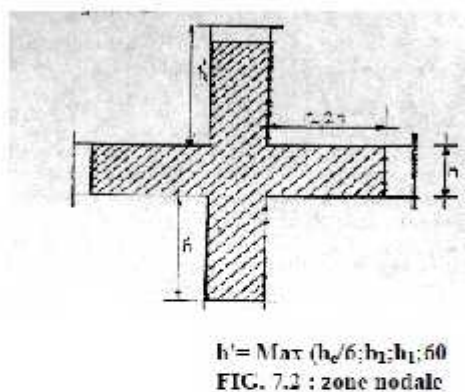
$\sigma_{bu} \times \sigma_d \mid f_{c28} \times 0.075 \mid 25 \times 1.875 \text{ MPa} \square \sigma_b \times 0.322 \text{ MPa} \times \sigma_{bu} \times 1.875 \text{ MPa} \square$ la condition est vérifiée.

Remarque : La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela le RPA 99/mod2003 prévoit ce qui suit :

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés format un carré ou rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées (voir détail fig 7.5)

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2L superposés avec alternance dans l'orientation

Fig 7.5: dispositions constructives des portiques

Délimitation de la zone nodale : dans notre cas un espacement de 10cm en zone nodal à été choisi déjà.

$$h' X_{\max} \frac{h}{6}; b_1; h_1; 60cm$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b₁, h₁ : dimension de la section de poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h_e X H Z h$$

Avec **H** est la hauteur total de l'étage considéré et **h** la hauteur maximal entre poutres principales et secondaires dans notre cas (**h=40cm**)

Poteaux (50x50) : (RDC) :

$$h' X_{\max} \frac{408 Z 40}{6}; 50cm; 50cm; 60cm \quad X_{\max} f 61.33cm; 50cm; 50cm; 60cm A$$

Poteaux (50x50) : (1^{er} et 2^{ème} étage) :

$$h' X_{\max} \frac{306 Z 40}{6}; 50cm; 50cm; 60cm \quad X_{\max} f 44.33cm; 50cm; 50cm; 60cm A$$

Poteaux (45x45) : (3^{ème} et 4^{ème} étage) :

$$h' X_{\max} \frac{306 Z 40}{6}; 45cm; 45cm; 60cm \quad X_{\max} f 44.33cm; 45cm; 45cm; 60cm A$$

Poteaux (40x40) : (5^{ème} et 6^{ème} étage) :

$$h' X_{\max} \frac{306 Z 40}{6}; 40cm; 40cm; 60cm \quad X_{\max} f 44.33cm; 40cm; 40cm; 60cm A$$

Poteaux (35x35) : (7^{ème} étage et étage en attique) :

$$h' X_{\max} \frac{306 Z 40}{6}; 35cm; 35cm; 60cm \quad X_{\max} f 44.33cm; 35cm; 35cm; 60cm A$$

D'après les résultats obtenus on adopte le h' des différents niveaux comme suit :

RDC	Etage courant +attique
h'=70cm	h'=60cm

Remarque : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

V.1.5. Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_{adopté} \geq A_{min} \times \frac{0.23 \left| \frac{b}{d} \right| \left| \frac{f_{t28}}{f_e} \right|}{\left| \frac{e_s}{e_s} \right| \left| \frac{Z_{0.455}}{Z_{0.185}} \right| \left| \frac{d}{d} \right|}$$

Niveaux	Sens	Ns (KN)	Ms (KNxm)	(bXh) (cm ²)	es (cm)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	observation
RDC		Pmax= -1095.33	Mcorr= - 0.973		0.0888	7.095	24.13	C.V
1er étage	XX	Pmin= -488.19	Mcorr= 6.543		1.340	7.806	24.13	C.V
2ème étage		Pcorr= -713.38	Mmax=19.009	(50x50)	2.665	8.880	24.13	C.V
	YY	Pmax= -1095.33	Mcorr= 0.38		0.035	7.070	24.13	C.V
		Pmin= -488.19	Mcorr= 0.422		0.086	7.095	24.13	C.V
		Pcorr= -600.8	Mmax=-12.276		2.043	8.321	24.13	C.V
	XX	Pmax= -708.64	Mcorr= -1.196		0.169	5.753	17.28	C.V
		Pmin= -347.07	Mcorr= 7.8		2.250	7.030	17.28	C.V
3ème étage		Pcorr= -414.87	Mmax=-13.343	(45x45)	3.216	8.013	17.28	C.V
4ème étage	YY	Pmax= -708.64	Mcorr= -0.411		0.058	5.705	17.28	C.V
		Pmin= -347.07	Mcorr= 0.726		0.209	5.772	17.28	C.V
		Pcorr= -414.87	Mmax=-16.772		4.043	9.250	17.28	C.V
5ème étage	XX	Pmax= -468.58	Mcorr= -0.509		0.109	4.496	14.20	C.V
		Pmin= -189.13	Mcorr= -3.424		1.810	5.390	14.20	C.V
		Pcorr= -243.45	Mmax=-12.993	(40x40)	5.337	13.270	14.20	C.V
6ème étage	YY	Pmax= -468.58	Mcorr= -0.911		0.194	4.530	14.20	C.V
		Pmin= -189.13	Mcorr= -7.489		3.960	7.970	14.20	C.V
		Pcorr= -243.45	Mmax=-19.065		7.831	-18.71	14.20	C.V
6ème étage	XX	Pmax= -237.26	Mcorr= -0.033		0.014	3.382	12.32	C.V
		Pmin= -28.41	Mcorr=-14.121		49.70	1.097	12.32	C.V
		Pcorr= -52.21	Mmax=-19.512	(35x35)	37.37	0.989	12.32	C.V
attique	YY	Pmax= -237.26	Mcorr= -1.024		0.432	3.533	12.32	C.V
		Pmin= -28.41	Mcorr= -3.563		12.541	-0.473	12.32	C.V
		Pcorr= -83.93	Mmax=-20.274		24.156	0.709	12.32	C.V

Tableau V.1.4 : vérification du ferrailage à l'ELS

Remarque : d'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus on constate que la condition de non fragilité est vérifiée ($A_{adopté} \geq A_{min}$)

b) Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton :

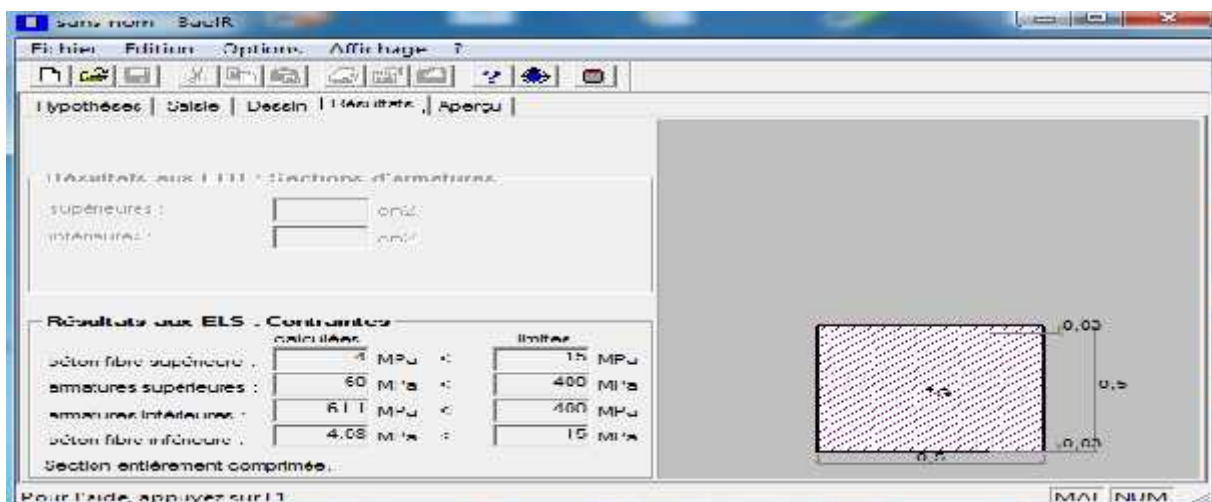
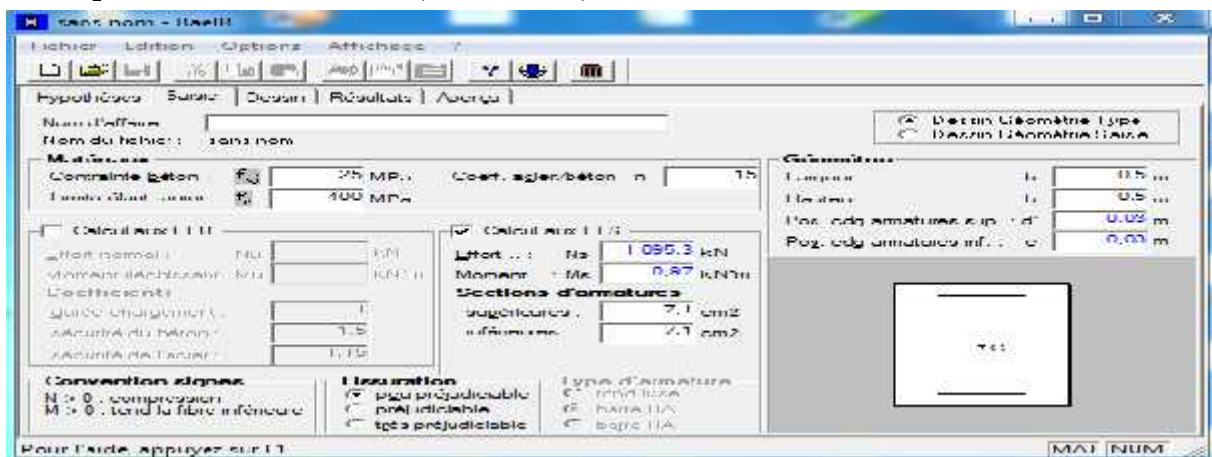
Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS; pour cela on détermine les contraintes max du béton et acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

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

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

La procédure de vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers est effectuée avec le logiciel (**SOCOTEC**) dans les deux directions (x-x) et (y-y), et les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Exemple de vérification avec (SOCOTEC) :



Niv	Sens	N _s (KN)	M _s (KNxm)	(bXh) (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	± _{b,sup} (MPa)	± _{b,inf} (MPa)	± _{st,sup} (MPa)	± _{st,inf} (MPa)	± _b (MPa)	± _s (MPa)	Obs
RDC 1er étage 2ème étage	XX	Pmax= - 1095.33	Mcorr= - 0.973	(50x50)	7.10	7.10	4.00	4.08	60	61.1	15	348	C.V
		Pmin= - 488.19	Mcorr= 6.543		7.10	7.10	2.06	1.54	30.5	23.5			C.V
		Pcorr= - 713.38	Mmax= 19.009		7.10	7.10	3.39	1.87	49.6	29.2			C.V
	YY	Pmax= - 1095.33	Mcorr= 0.38		7.10	7.10	4.05	4.02	60.8	60.4			C.V
		Pmin= - 488.19	Mcorr= 0.422		7.10	7.10	1.82	1.78	27.2	26.8			C.V
		Pcorr= - 600.8	Mmax=- 12.276		7.10	7.10	1.73	2.7	26.6	39.8			C.V
3ème étage 4ème étage	XX	Pmax= - 708.64	Mcorr= - 1.196	(45x45)	7.10	7.10	3.1	3.23	46.7	48.3	15	348	C.V
		Pmin= - 347.07	Mcorr= 7.8		7.10	7.10	1.96	1.14	28.7	17.8			C.V
		Pcorr= - 414.87	Mmax= - 13.343		7.10	7.10	1.15	2.56	18.4	37.2			C.V
	YY	Pmax= - 708.64	Mcorr= - 0.411		5.56	5.56	3.21	3.26	48.2	48.8			C.V
		Pmin= - 347.07	Mcorr= 0.726		5.56	5.56	1.62	1.54	24.3	23.2			C.V
		Pcorr= - 414.87	Mmax=- 16.772		5.56	5.56	0.97	2.82	16.1	40.7			C.V
5ème étage 6ème étage	XX	Pmax= - 468.58	Mcorr= - 0.509	(40x40)	5.56	5.56	2.61	2.69	39.3	40.3	15	348	C.V
		Pmin= - 189.13	Mcorr= - 3.424		5.56	5.56	0.81	1.33	12.7	19.5			C.V
		Pcorr= - 243.45	Mmax= - 12.993		5.56	5.56	0.40	2.36	7.77	33.6			C.V
	YY	Pmax= - 468.58	Mcorr= - 0.911		5.56	5.56	2.58	2.72	38.9	40.7			C.V
		Pmin= - 189.13	Mcorr= - 7.489		5.56	5.56	0.50	1.64	8.62	23.5			C.V
		Pcorr= - 243.45	Mmax= - 19.065		5.56	5.56	0	2.82	1.71	39.6			C.V
6ème étage attique	XX	Pmax= - 237.26	Mcorr= - 0.033	(35x35)	4.62	4.62	1.74	1.74	26.1	26.1	15	348	C.V
		Pmin= - 28.41	Mcorr=- 14.121		4.62	4.62	0	2.57	-75.3	29.8			C.V
		Pcorr= - 52.21	Mmax=- 19.512		4.62	4.62	0	3.59	-92.4	42.6			C.V
	YY	Pmax= - 237.26	Mcorr= - 1.024		4.62	4.62	1.63	1.85	24.6	27.6			C.V
		Pmin= - 28.41	Mcorr= - 3.563		4.62	4.62	0	0.67	-4.46	8.92			C.V
		Pcorr= - 83.93	Mmax=- 20.274		4.62	4.62	0	3.78	-71.2	46.8			C.V

Tableau V.1.5 : vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers à L'ELS.

Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées, donc le ferraillage adopté pour les poteaux est suffisant et voici-après les coupes transversales des poteaux ainsi que leurs ferraillages.

POTEAUX (50X50) : RDC

Armateurs longitudinales : 4HA16+8HA14 $\square A_{st} = 20.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \text{ du RPA} = 20 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : 4HA8=2.01cm²

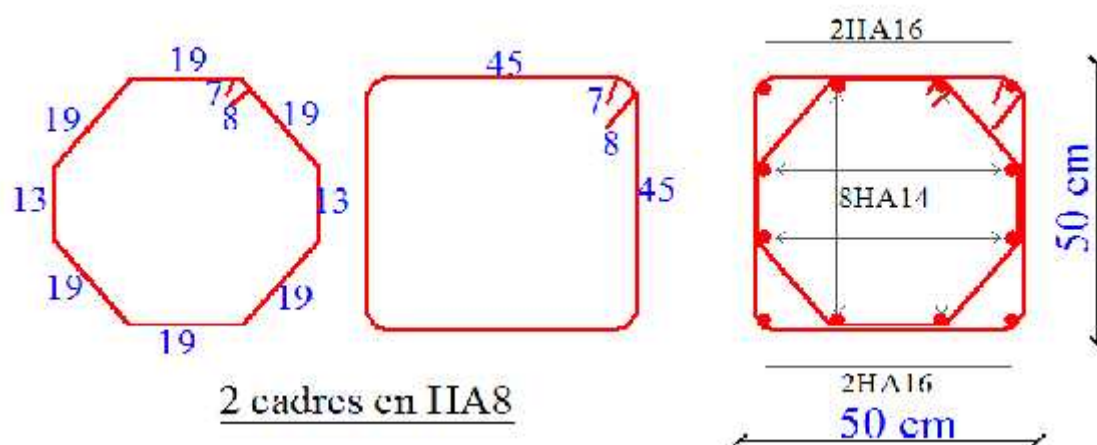


Figure V.1.6 : coffrage et ferraillage des poteaux (50x50) ; (coupe transversales)

POTEAUX (50X50) : 1er étage+2^{ème} étage

Armateurs longitudinales : 4HA16+8HA14 $\square A_{st} = 20.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \text{ du RPA} = 20 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : 4HA10=3.14 cm²

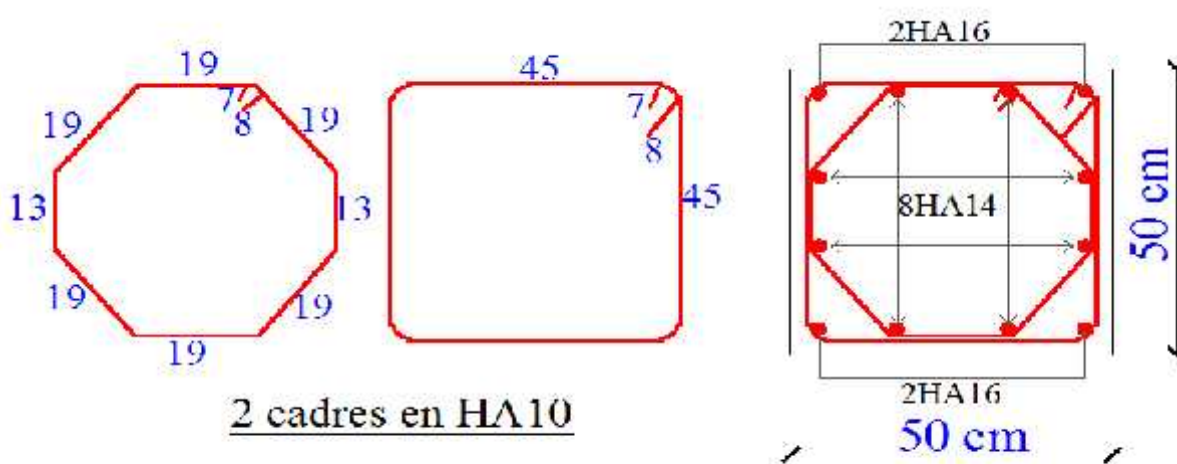


Figure V.1.7 : coffrage et ferraillage des poteaux (50x50) ; (coupe transversales)

POTEAUX (45X45) : 3^{ème} étage+4^{ème} étage

Armateurs longitudinales : 4HA16+6HA14 $\square A_{st} = 17.28 \text{ cm}^2 \geq A_{min \text{ du RPA}} = 16.20 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : 4HA8=2.01cm²

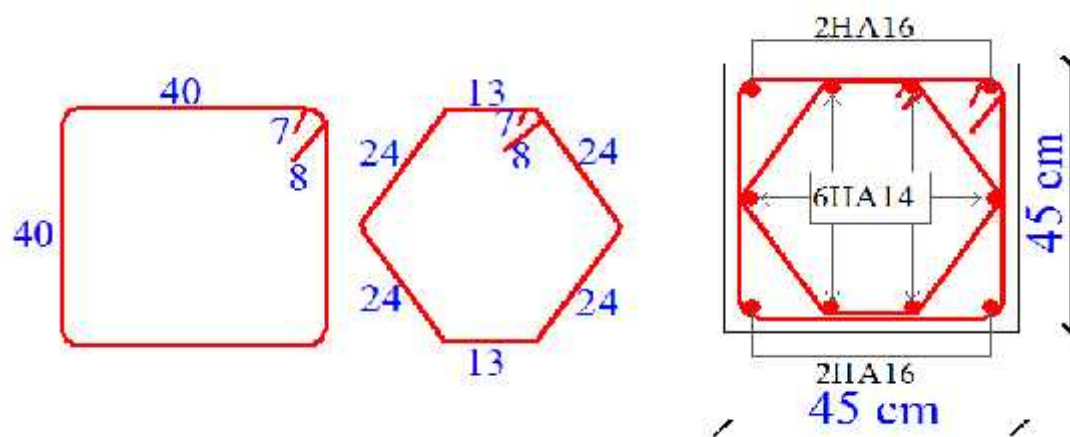


Figure V.1. 8 : coffrage et ferraillage des poteaux (45x45) ; (coupe transversales)

POTEAUX (40X40) : 5^{ème} étage+6^{ème} étage

Armateurs longitudinales : 4HA16+4HA14 $\square A_{st} = 14.20 \text{ cm}^2 \geq A_{min \text{ du RPA}} = 12.80 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : 4HA8=2.01cm²

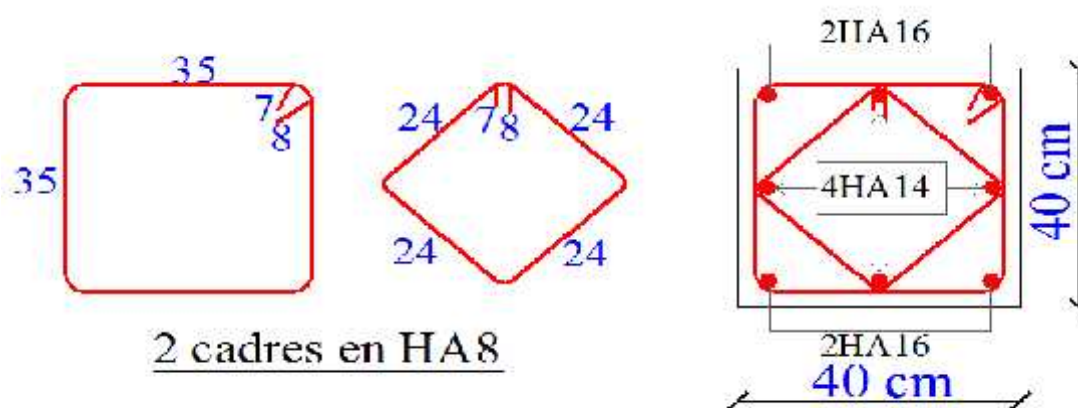


Figure V.1.9 : coffrage et ferraillage des poteaux (40x40) ; (coupe transversales).

POTEAUX (35X35) : 7^{ème} étage+étage en attique.

Armateurs longitudinales : 8HA14 $\square A_{st} = 12.32 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \text{ du RPA} = 9.80 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : 4HA8=2.01cm²

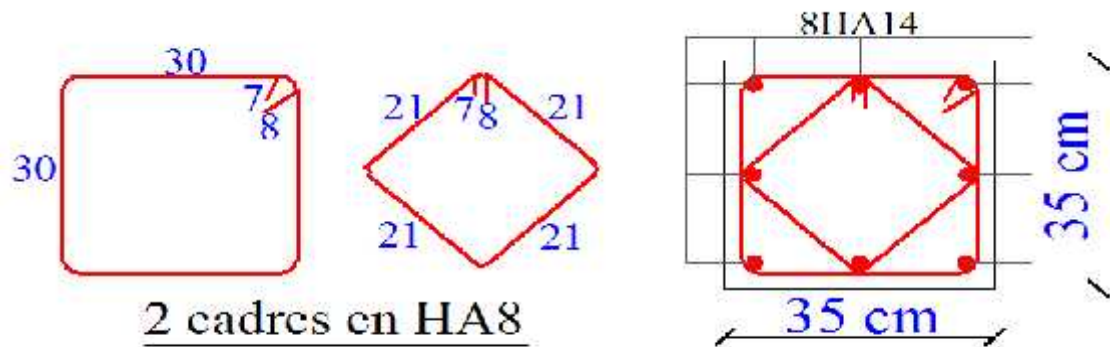
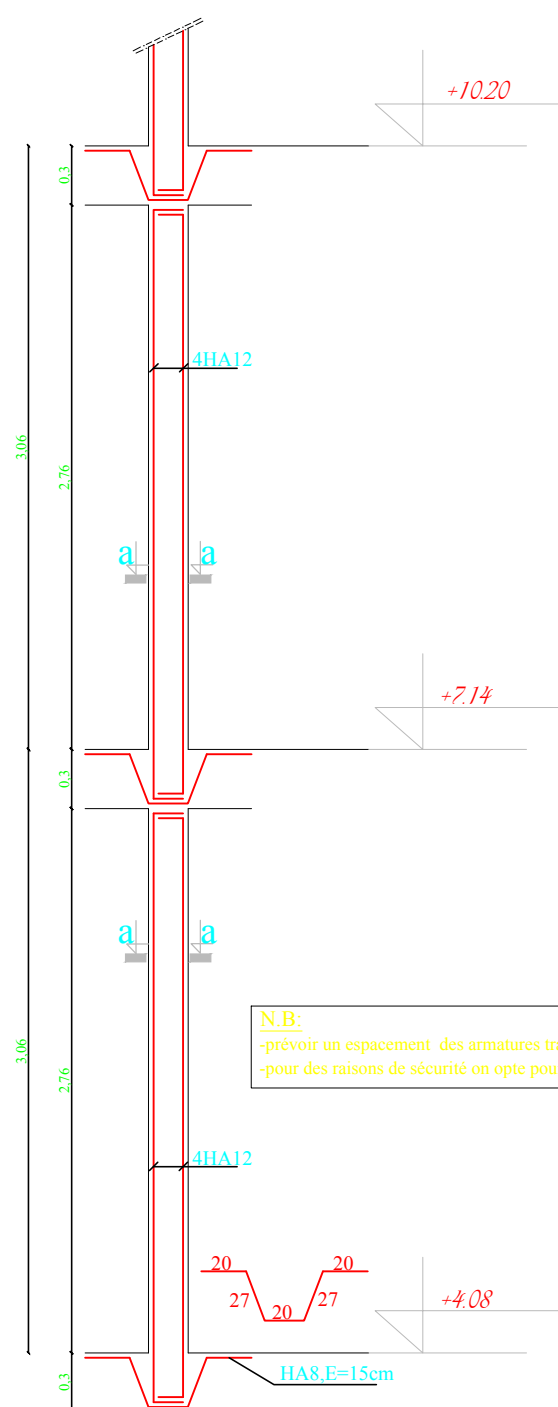
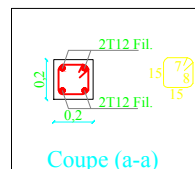


Figure V.1.10 : coffrage et ferraillage des poteaux (35x35) ; (coupe transversales)

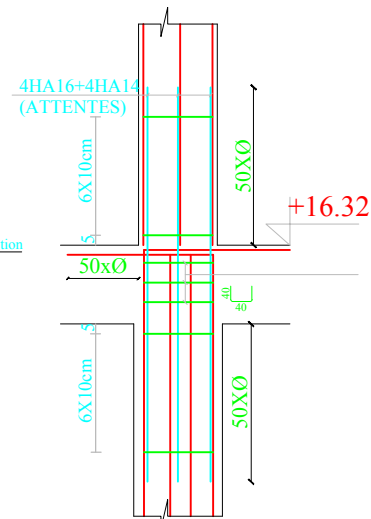
N.B : En élévation voir les plans de coffrage et ferraillage.



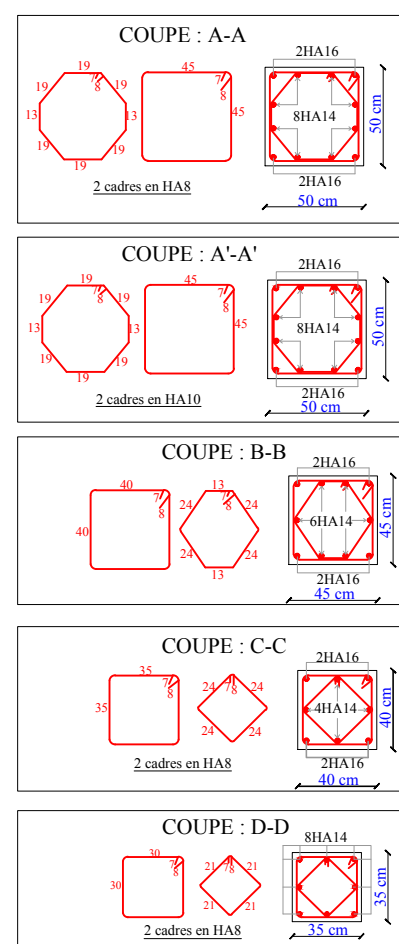
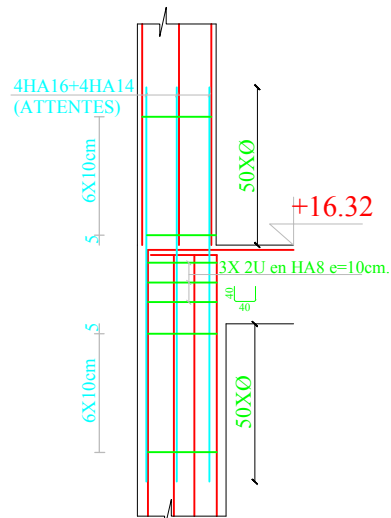
N.B:
-prévoir un espacement des armatures transversales de 10cm partout pour les poteaux de la cage d'escalier
-pour des raisons de sécurité on opte pour la longueur de recouvrement égal à celle de zone III (50xØ)



4HA16+4HA14
(ATTENTES)



4HA16+4HA14
(ATTENTES)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

étudier par :

- Mr LALMI SMAÏL

- Mr SFAIHI REZ

dirigé par :
M. LOUZAL A.

Promotion :2020-2021

PLAN:

- Coffrage et Ferrailage des Poteaux
- Détail Coffrage et Ferrailages des raidisseurs (20x20)

ECHELLE: 1/25

N° planche:08/17

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux.

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

$G + Q \pm E$ RPA99/V2003

$0,8G \pm E$ RPA99/V2003

ELS : $G+Q$ (combinaison utilisée pour les vérifications)

V.2.2.Recommandation du RPA Pour le ferraillage des poutres :

a) 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 x 40) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres Secondaires : 30 x 35) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4 % en zone courante.
- ✓ 6 % en zone de recouvrement.

) Poutres Principales : (25x40) :

Zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (25 \times 40) = 40 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (25 \times 40) = 60 \text{ cm}^2$

) Poutres Secondaire : (25x35) :

Zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times (25 \times 35) = 52.5 \text{ cm}^2$

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces sismiques (poutres secondaires) doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA / version 2003):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi \right]$$

En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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 diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{1}$ de la portée.

V.2.3. Étapes de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- ✓ Ast : La section d'armatures tendues.
- ✓ Asc : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues

c= 2.5cm.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{cd}}$$

Avec : Mu : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bd} = \frac{0.8 \times f_{cd}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 2}{1 \times 1.5} = 14.167 \text{ Mpa (Situation durable)}$$

$$f_{bd} = \frac{0.8 \times f_{cd}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 2}{0.8 \times 1.1} = 21.74 \text{ Mpa (Situation accidentelle)}$$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{cd} (MPa)	f_{bd} (MPa)	γ_s	$f_e(M)$	$\sigma_s(M)$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau V.2.1 : Les contraintes admissibles de déformations de béton et de l'acier

➤ **Calcul du moment réduit limite « μ_l »:**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA

En comparaison entre la valeur de « μ » et celle de « μ_l » nous mène à deux cas qui sont à étudier :

✓ 1^{ère} cas :

$\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée. $\Rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$\Rightarrow A_{sc}=0$.

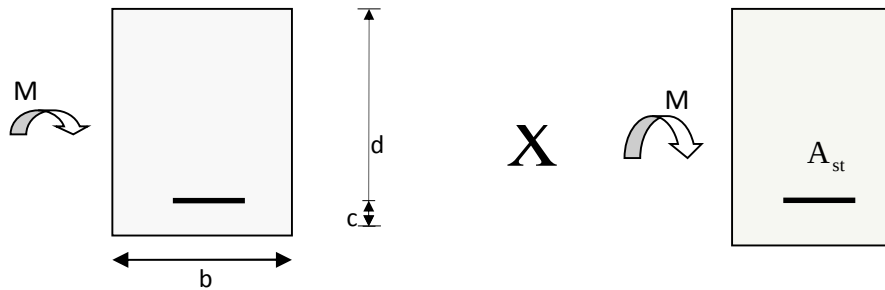


Fig V.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa (situation durable)} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)} \end{cases}$$

✓ 2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

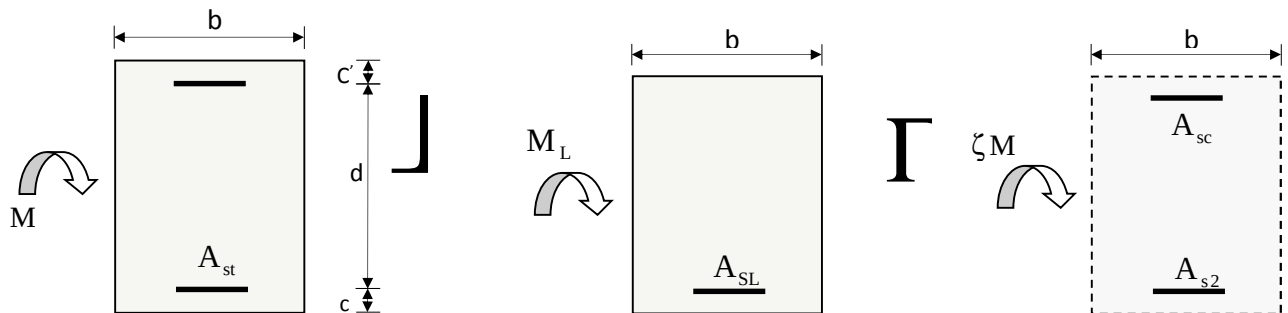


Fig V.2.2 : Disposition des armatures S.D.A

$$A_{st} \times \frac{M_L}{r d \pm_s} \Gamma \frac{\zeta M}{f d Z c \pm_s} ; A_{sc} \times \frac{\zeta M}{f d Z c \pm_s}$$

Le ferraillage se fera par zone tel que :

Zone I : RDC, 1^{er} étage, 2^{ème} étage

Zone II : 3^{ème} étage, 4^{ème} étage

Zone III : 5^{ème} étage, 6^{ème} étage

Zone IV : 7^{ème} étage, attique

V.2.4.Ferraillage des poutres :

Extraction des efforts internes à partir du fichier modélisation (ETABS) tout en tenant compte des poutres adhérentes ou non adhérentes aux voiles, et avec les moments extrêmes on détermine les sections d'aciers nécessaires aux appuis et en travées, et aux endroits des bouts des voiles.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles

Zone	Endroit	M (Knm)	Comb	(bxh) (cm ²)	μ	Obs	β	A _{st} calculée (cm ²)	Ferraillage Choisi	A _{st} adoptée (Cm ²)
I	Appuis	-62.411	G+Q+EY	(25x40)	0.0816	SSA	0.957	4.35	3HA14 Fil	4.62
	travée	39.999	G+Q+EY	(25x40)	0.080	SSA	0.958	2.74	3HA14 Fil	4.62
II	Appuis	-72.733	G+Q+EY	(25x40)	0.951	SSA	0.941	5.11	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	41.718	G+Q+EY	(25x40)	0.083	SSA	0.956	2.86	3HA14 Fil	4.62
III	Appuis	-77.021	G+Q+EY	(25x40)	0.100	SSA	0.947	5.43	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	38.44	08G+EY	(25x40)	0.077	SSA	0.959	2.63	3HA14 Fil	4.62
IV	Appuis	-78.49	G+Q+EY	(25x40)	0.102	SSA	0.946	5.54	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	37.478	ELU	(25x40)	0.075	SSA	0.960	2.99	3HA14 Fil	4.62

Tableau V.2.2 : Calcul du ferraillage des poutres principales non adhérentes aux voiles.

) Poutres principales adhérentes aux voiles :

Zone	Endroit	M (Knxm)	Comb	(bxh) (cm ²)	μ	Obs	β	A _{st} calculée (cm ²)	Ferraillage Choisi	A _{st} adoptée (Cm ²)
I	Appuis	-68.092	G+Q+EY	(25x40)	0.089	SSA	0.953	4.77	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	50.759	08G+EY	(25x40)	0.102	SSA	0.946	3.51	3HA14 Fil	4.62
II	Appuis	-75.155	G+Q+EY	(25x40)	0.098	SSA	0.948	5.29	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	52.546	08G+EY	(25x40)	0.105	SSA	0.944	3.64	3HA14 Fil	4.62
III	Appuis	-74.343	G+Q+EY	(25x40)	0.097	SSA	0.948	5.23	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	46.188	08G+EY	(25x40)	0.092	SSA	0.952	3.18	3HA14 Fil	4.62
IV	Appuis	-67.165	G+Q+EY	(25x40)	0.087	SSA	0.954	4.70	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	31.164	08G+EY	(25x40)	0.062	SSA	0.968	2.12	3HA14 Fil	4.62

Tableau V.2.3 : Calcul du ferraillage des poutres principales adhérentes aux voiles.

) Poutres secondaires non adhérentes aux voiles :

Zone	Endroit	M (Knxm)	Comb	(bxh) (cm ²)	μ	Obs	β	A _{st} calculée (cm ²)	Ferraillage Choisi	A _{st} adoptée (Cm ²)
I	Appuis	-57.083	G+Q+ EX	(25x35)	0.099	SSA	0.947	4.64	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	51.395	G+Q+ EX	(25x35)	0.133	SSA	0.928	4.15	3HA14 Fil	4.62
II	Appuis	-62.623	G+Q+ EX	(25x35)	0.109	SSA	0.942	5.12	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	55.381	G+Q+ EX	(25x35)	0.143	SSA	0.922	4.50	3HA14 Fil	4.62
III	Appuis	-62.339	G+Q+ EX	(25x35)	0.108	SSA	0.943	5.10	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	54.091	G+Q+ EX	(25x35)	0.140	SSA	0.924	4.38	3HA14 Fil	4.62
IV	Appuis	-57.143	G+Q+ EX	(25x35)	0.099	SSA	0.947	4.65	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	48.375	G+Q+ EX	(25x35)	0.125	SSA	0.932	3.90	3HA14 Fil	4.62

Tableau V.2.4 : Calcul du ferraillage des poutres secondaires non adhérentes aux voiles.

) **Poutres secondaires adhérentes aux voiles :**

zone	Endroit	M (Knxm)	Comb	(bxh) (cm ²)	μ	Obs	β	A _{st} calculée (cm ²)	Ferraillage Choisi	A _{st} adoptée (Cm ²)
I	Appuis	-101.067	G+Q+ EX	(25x35)	0.176	SSA	0.902	8.64	3HA14 Fil +3HA14 Chap	9.24
	travée	75.132	08G+ EX	(25x35)	0.195	SSA	0.890	6.23	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
II	Appuis	-100.888	G+Q+ EX	(25x35)	0.175	SSA	0.902	8.63	3HA14 Fil +3HA14 Chap	9.24
	travée	70.945	G+Q+ EX	(25x35)	0.184	SSA	0.898	5.86	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
III	Appuis	-94.278	G+Q+ EX	(25x35)	0.164	SSA	0.910	8	3HA14 Fil +3HA14 Chap	9.24
	travée	65.827	G+Q+ EX	(25x35)	0.170	SSA	0.906	5.40	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
IV	Appuis	-81.684	G+Q+ EX	(25x35)	0.142	SSA	0.923	6.83	3HA14 Fil +2HA12 Chap	6.88
	travée	54.417	G+Q+ EX	(25x35)	0.141	SSA	0.923	4.41	3HA14	4.62

Tableau V.2.5 : Calcul du ferraillage des poutres secondaires adhérentes aux voiles.

Nota : selon le RPA 99/V2003 (art 7.5.2) on adopte un ferraillage symétrique pour les poutres secondaire (voir détail dans les plans de coffrage et ferraillage de ces dernières)

V.2.5. Vérifications des poutres à l'ELU :

) **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{ct}}{f_e}$$

Avec : $f_{t2} = 0.6 + 0.06 \times f_{c2} = 2.1 \text{ Mpa}$

) **Poutre principales :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.2 \times 2 \times 3.5 \times 2.1}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 1.13 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

) **Poutre secondaire :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.2 \times 2 \times 3.5 \times 2.1}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.98 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

)] **Vérification d la contrainte tangentielle de béton :(Art A.5.1 /BAEL91modifiées99) :**

$$\tau = \frac{T_u^m}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_c}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

poutres	$T_{\max}(k)$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(M)$	Observation
Principales non adhérees aux voiles	85.04	0.90	3.33	Condition vérifiée
Principales adhérees aux voiles	70.38	0.750	3.33	Condition vérifiée
secondaires non adhérees aux voiles	47.37	0.58	3.33	Condition vérifiée
Principales adhérees aux voiles	115.57	1.42	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.2.6 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

)] **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence de sur le béton :**

$$T_u^m \leq \bar{T}_u^m = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c2}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99}).$$

• **Poutres principales non adhérees aux voiles :**

$$T_u^m = 85.04 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^m = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.2 \times 2 \times 1^3}{1.1} = 733.69 \text{ KN}$$

$$T_u^m = 85.40 \text{ KN} < \bar{T}_u^m = 733.69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Poutres principales adhérees aux voiles :**

$$T_u^m = 70.38 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^m = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.2 \times 2 \times 1^3}{1.1} = 733.69 \text{ KN}$$

$$T_u^m = 70.38 \text{ KN} < \bar{T}_u^m = 733.69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaire non adhérees aux voiles :**

$$T_u^m = 47.37 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^m = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \times 1^3}{1.1} = 635.87 \text{ KN}$$

$$T_u^m = 47.37 \text{ K} < \bar{T}_u^m = 635.87 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaire adhérentes aux voiles :**

$$T_u^m = 115.57 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^m = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \times 1^3}{1.1} = 635.87 \text{ KN}$$

$$T_u^m = 115.57 \text{ K} < \bar{T}_u^m = 635.87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art.

A.6.1,3) :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour l'acier HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec Σ : Périmètre utile des aciers

poutres	Ferraillage	Σ (mm)	T_u (kn)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	Observation
Principale non adhérentes aux voiles Zone I	3HA14 Fil	131.8	72.46	1.63	3.15	c.v
Principale non adhérentes aux voiles Zone II,III,IV	3HA14 Fil +2HA12 Chap	207.1	85.04	1.21	3.15	c.v
Principale adhérentes aux voiles Zone I,II,III,IV	3HA14 Fil +2HA12 Chap	207.1	70.38	1.00	3.15	c.v
secondaire non adhérentes aux voiles Zone I ,II,III,IV	3HA14 Fil +2HA12 Chap	207.1	47.37	0.78	3.15	c.v
secondaire adhérentes aux voiles Zone I ,II,III,	3HA14 Fil +3HA14 Chap	263.6	115.57	1.49	3.15	c.v
secondaire adhérentes aux voiles Zone IV	3HA14 Fil +2HA12 Chap	207.1	67.86	1.12	3.15	c.v

Tableau V.2.7: Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

) **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec:

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t2} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour :

$$\phi = 14 : L_S = 49.38 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 : L_S = 42.33 \text{ cm}$$

) **Calcul de la longueur d'ancrage : (Art A6.1 BAEL99) ;**

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à $0.4l_s$ pour les aciers HA.

Pour

$$\phi = 14 \quad L_S = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \quad L_S = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$$

Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91 modifiée 99 le diamètre des armatures transversales est ;

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{1} ; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t = \min \left\{ 1.14 ; 1.2 ; 3 \right\}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ on choisit un cadre + un étrier.

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

Calcul des espacements

$$\text{- Zone nodale ; } S_t = \min \left[\frac{n}{4} ; 12\phi \right]$$

Poutre principale de (25x40) $S_t = 10 \text{ cm}$.

Poutre secondaire de (25x35) $S_t = 8 \text{ cm}$.

$$\text{- Zone courante } S_t \leq \frac{n}{2}$$

Poutre principale de (25x40) $S_t = 20 \text{ cm}$ $\longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Poutre secondaire de (25x35) $S_t = 17.5 \text{ cm}$ $\longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

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 la poutre considérée.

Poutre principale $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Poutre secondaire $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.2.6. Vérifications à l'ELS :**) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 3$$

Avec : $\rho_1 = \frac{1}{b \times d} \times A_s \Rightarrow (\beta_1, K_1) \Rightarrow$ Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

Avec :

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2} = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Poutres principales non adhérees aux voiles :

Poutre	Zone	M _s (KN m)		A _s (cm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (M)	σ _b (M)	σ̄ _b (M)	Obs
(25 x 40)	I	M _a	33.93	4.62	0.492	0.894	32.17	219.06	6.81	15	OK
		M _t	21.867	4.62	0.492	0.894	32.17	141.20	4.40	15	OK
	II,III,IV	M _a	49.464	6.88	0.733	0.876	25.22	218.86	8.67	15	OK
		M _t	27.403	4.62	0,492	0.894	32.17	176.92	5.50	15	OK

**Tableau V.2.8: Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers à l'ELS
(poutres principales non adhérees aux voiles)**

➤ Poutres principales adhérees aux voiles :

Poutre	Zone	M _s (KN m)		A _s (cm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (M)	σ _b (M)	σ̄ _b (M)	Obs
25 x 40	I,II	M _a	21.372	6.88	0.733	0.876	25.22	94.56	3.75	15	OK
	III,IV	M _t	6.283	4.62	0.492	0.894	32.17	40.56	1.266.	15	OK

**Tableau V.2.9: Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers à l'ELS
(poutres principales adhérees aux voiles)**

➤ Poutres secondaires non adhérees aux voiles :

Poutre	Zone	M _s (KN m)		A _s (cm)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s (M)	σ_b (M)	$\bar{\sigma}_b$ (M)	Obs
25x35	I,II	M _a	16.967	6.88	0.846	0.869	23,17	100.13	4.32	15	OK
	III,IV	M _t	17.152	4.62	0.492	0.894	32.17	127.77	3.979	15	OK

Tableau V.2.10: Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers à l'ELS
(poutres secondaires non adhérees aux voiles)

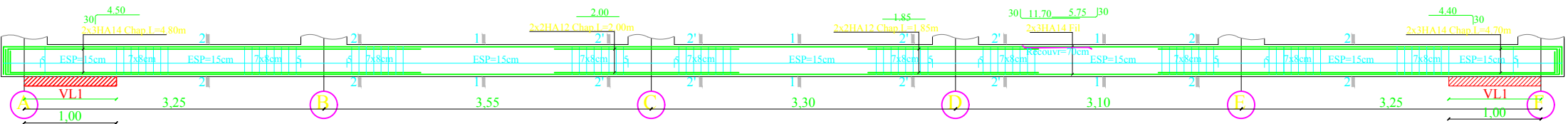
➤ Poutres secondaires adhérees aux voiles :

Poutre	Zone	M _s (KN m)		A _s (cm)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s (M)	σ_b (M)	$\bar{\sigma}_b$ (M)	Obs
25x35	I,II,	M _a	36.569	9.24	1.137	0.854	19.25	142.60	7.40	15	OK
	III	M _t	25.812	6.88	0.846	0.869	23.17	132.84	5.73	15	OK
	IV	M _a	39.859	6.88	0.846	0.869	23.17	205.13	8.85	15	OK
		M _t	28.239	4.62	0,492	0.894	32.17	210.37	6.54	15	OK

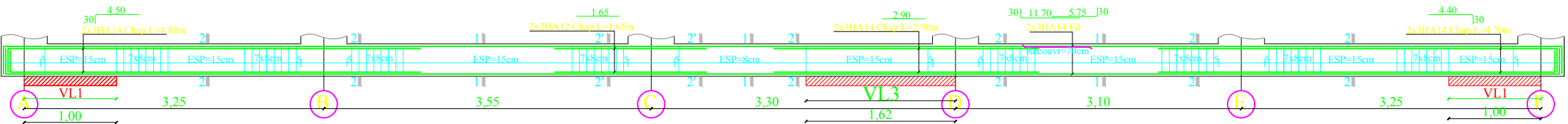
Tableau V.2.11: Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers à l'ELS
(poutres secondaires adhérees aux voiles)

AXE 1,3: Zone (1,2,3)

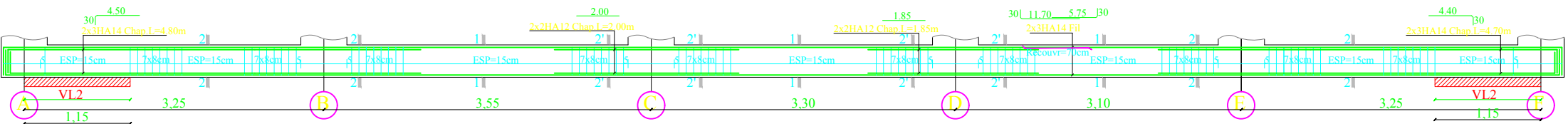
Coffrage et Ferrailage des poutres Secondaires (25x35):



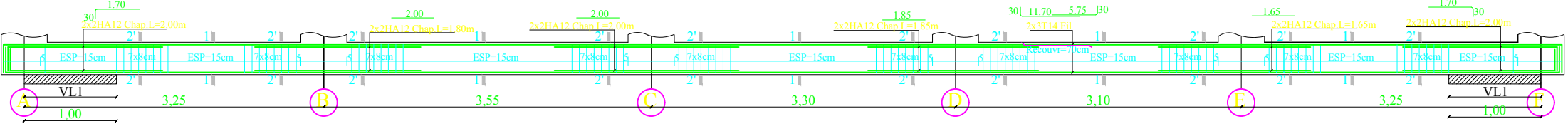
AXE 2: Zone (1,2,3)



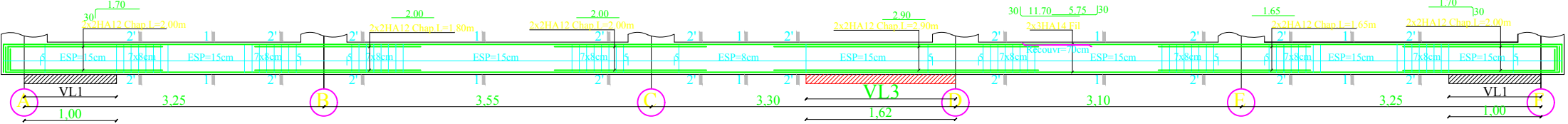
AXE 4: Zone (1,2,3)



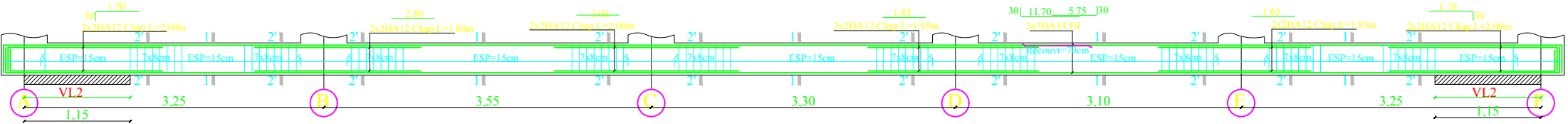
AXE 1,3: Zone 4



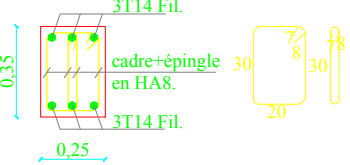
AXE 2: Zone 4



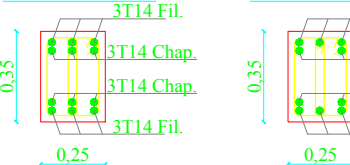
AXE 4: Zone 4



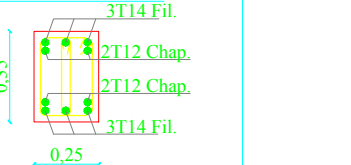
COUPE 1-1



COUPE 2-2



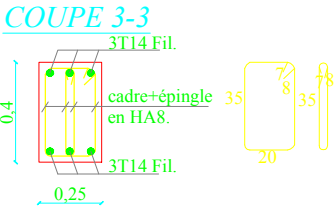
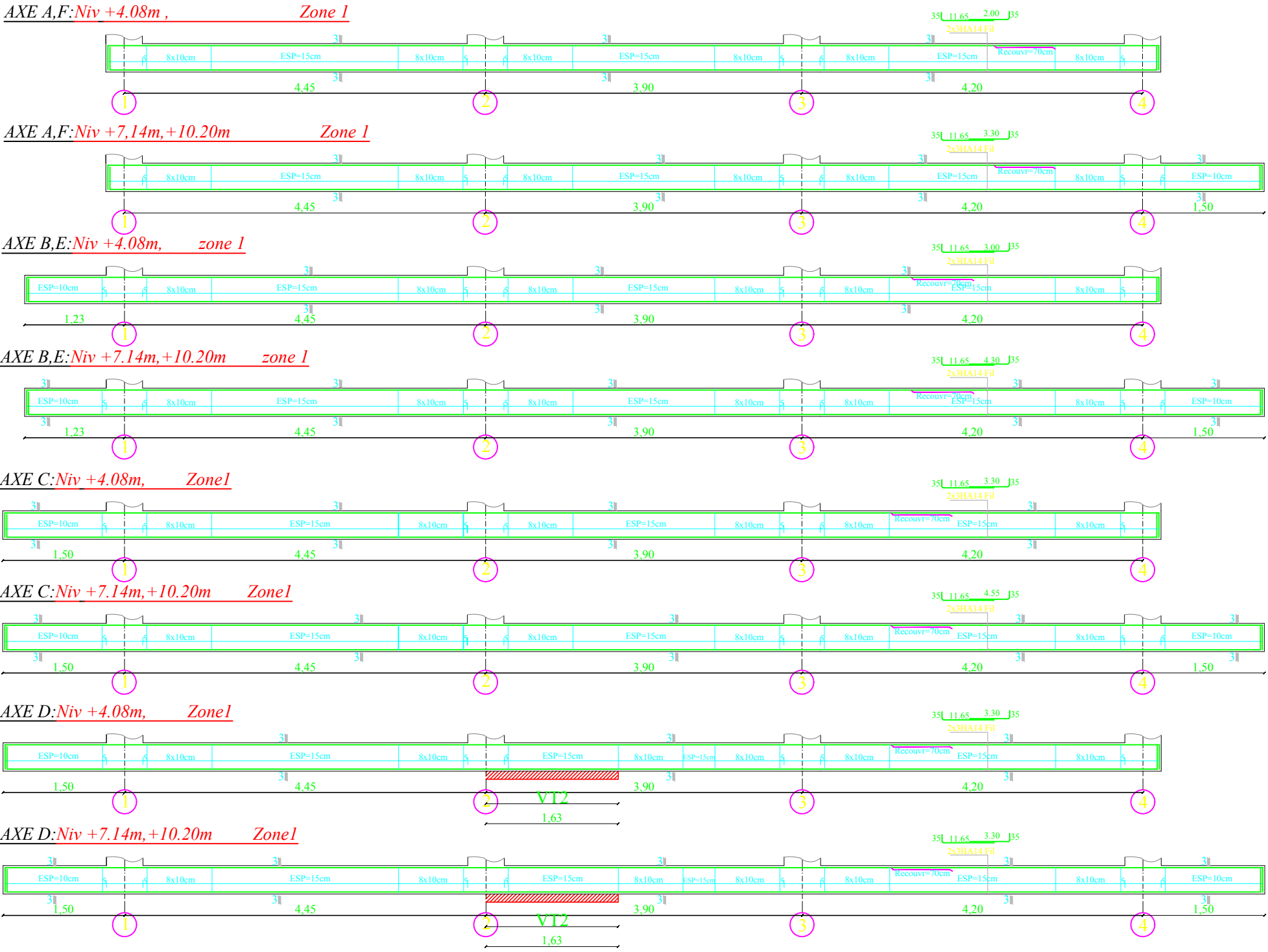
COUPE 2'-2'



ZONE 1: RDC, 1er étage, 2ème étage.
ZONE 2: 3ème étage + 4ème étage.
ZONE 3: 5ème étage + 6ème étage.
ZONE 4: 7ème étage + attique.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce		
étudier par : - Mr LALMI SMAIL	PLAN : - COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x35)	
dirigé par : - Mr SFAHI REZKI - Mr LOUZAI A		
Promotion :2020-2021	ECHELLE: 1/25	N° planche: 09/17

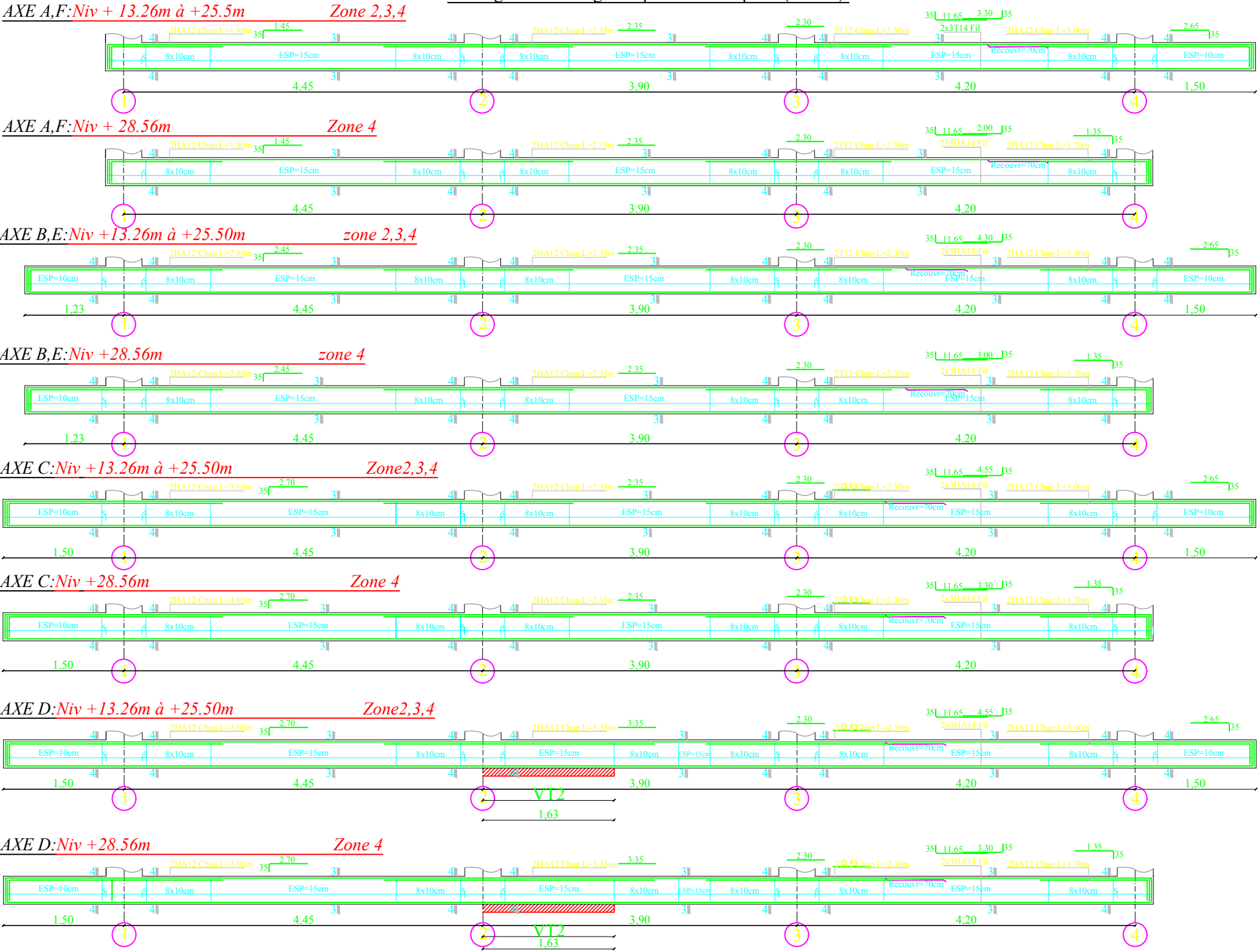
Coffrage et Ferrailage des poutres Principales (25X40):



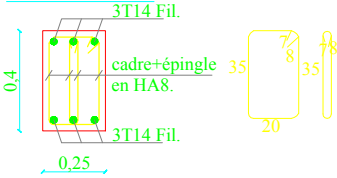
ZONE 1: RDC, 1er étage, 2ème étage.
ZONE 2: 3ème étage + 4ème étage.
ZONE 3: 5ème étage + 6ème étage.
ZONE 4: 7ème étage + attique.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce		
étudier par : - Mr LALMI SMAÏL - Mr SFAHH REZKI	PLAN : - COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES (25x40)	
dirigé par : - Mr LOUZAL A		
Promotion :2020-2021	ECHELLE: 1/25	N° planche:10/17

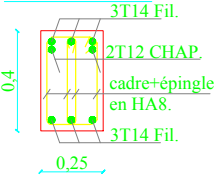
Coffrage et Ferrailage des poutres Principales (25X40):



COUPE 3-3



COUPE 4-4



ZONE 1: RDC, 1er étage, 2ème étage.
ZONE 2: 3ème étage + 4ème étage.
ZONE 3: 5ème étage + 6ème étage.
ZONE 4: 7ème étage + attique.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

etudier par :

- Mr LALMI SMAIL

- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

- Mr LOUZAI A

Promotion :2020-2021

PLAN :

- COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES (25x40)

ECHELLE: 1/25

N° planche: 11/17

V.3. Ferraillage des voiles :**V.3 .1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage d'un voile consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures

- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures transversales

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- ✓ Pour le calcul du ferraillage :

À L'ELU (**BAEL 91**) : $1,35G+1,5Q$

Accidentelles (**RPA99/ Version 2003**): $G + Q \pm E$

$$0,8 G \pm E$$

- ✓ Pour les vérifications :

À L'ELS (**BAEL 91**) : $G+Q$

Afin de prendre en considération la diminution des sollicitations dans les voiles en élévation, on décompose la structure en 3 zones, ce qui ne mène à avoir un ferraillage pour chaque zone étudié, et qui sera en point de vue d'ensemble un ferraillage à la fois efficace pour répondre aux sollicitations les plus défavorable et économique.

-Zone I : RDC

-Zone II : 1ere étage, 2^{ème} étage, 3ème étage, 4^{ème} étage.

-Zone III : 5ème étage, 6^{ème} étage, 7ème étage, étage en attique.

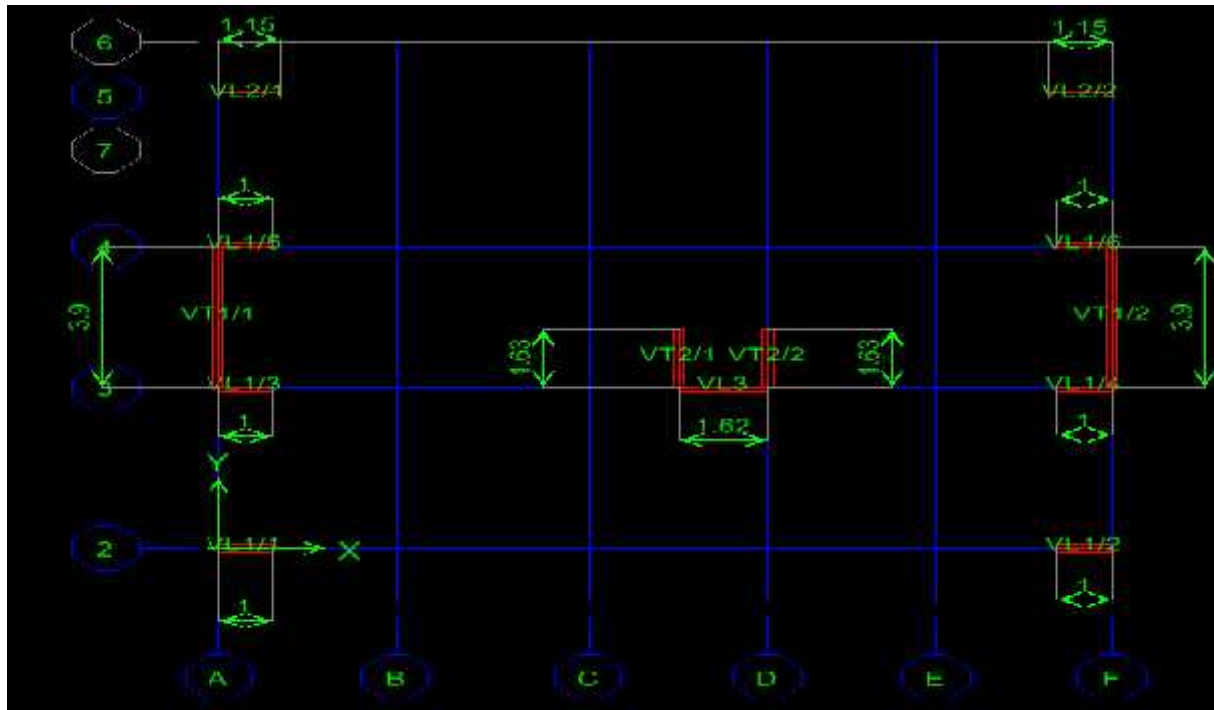


Fig V3.1 : Disposition des voiles.

a) Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

b) Exposition de la méthode :

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) .

V.3 .2. Armatures verticales :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M'}{I}$$

Avec : $B = L \cdot e$

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : bras de levier tel que ($V = V' = L/2$)

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

-Le calcul se sera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_t}{3}\right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

Avec : $L_t = L - L_c$

$$E : L_c = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_t} \times L$$

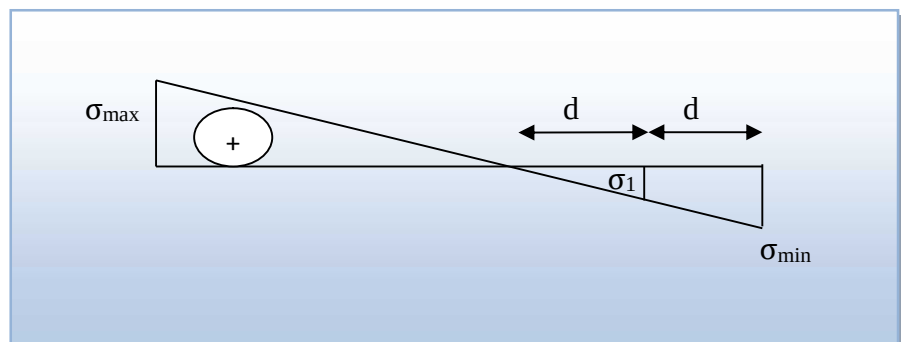
On détermine les efforts agissant dans chaque bande « d » selon les cas suivants :

➤ **1^{er} Cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_t = \frac{\sigma_m + \sigma_t}{2} \times d \times e$$

$$N_{t+1} = \frac{\sigma_t}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{vt} = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$A_{v(i+1)} = \frac{N_{t+1}}{\sigma_s}$$

Avec :

A_{vi} , $A_{v(i+1)}$: Sections d'armatures verticales.

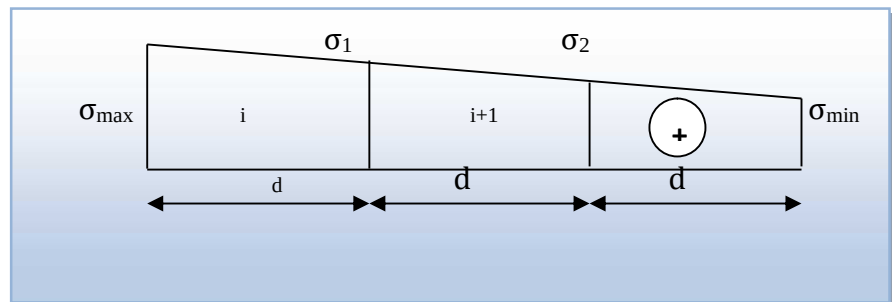
$$S \quad a \quad : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **2ème Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_t = \frac{\sigma_{m1} + \sigma_{m2}}{2} \times d \times e$$

$$N_{t+1} = \frac{\sigma_{m1} + \sigma_{m2}}{2} d \cdot e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{vt} = \frac{N_t - B f_{bd}}{\sigma_s}$$

$$A_{v(i+1)} = \frac{N_{t+1} - B f_{bd}}{\sigma_s}$$

Avec :

A_{vi} , $A_{v(i+1)}$: Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

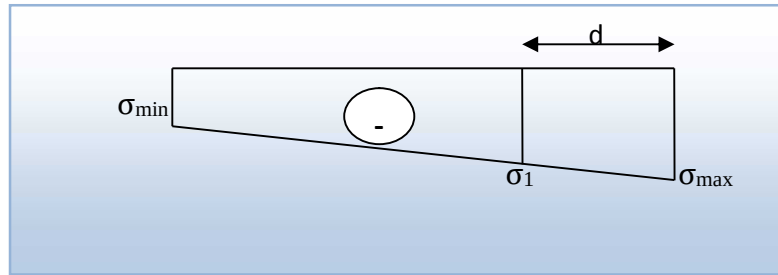
$$f_{bd} = \frac{0.85 \times f_{ct2}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

➤ **3ème Cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_t = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{t+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$A_{v+1} = \frac{N_{t+1}}{\sigma_s}$$

V.3.3. Sections d'armatures minimales :

La section d'armature verticale doit respecter les conditions suivantes :

) **Compression simple:**

$$A_m \geq \frac{4C}{m} \quad (\text{Art A.8.1, 21 BAEL 91/mod99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_m}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21 BAEL 91/mod99})$$

Avec, B : section du béton comprimée.

) **Traction simple :**

$$A_m = \frac{B \times f_{t2}}{f_e} \quad (\text{BAEL 91/mod99})$$

B : section du béton tendue tel-que : B = d×e

Selon le RPA 99/V2003 : le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% ⇒ $A_{min} \geq 0.20\% \times B$ (B : section du béton tendue tel-que : B = d×e)

V.3.4. Armatures horizontales :

Selon le BAEL 91/mod99 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

A_V : section d'armature verticale

D'après le RPA99/V2003 :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$ (Art 7.7.4.2).

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Règles communes : (RPA 99/V2003, Art 7.7.4.3)

-Les sections minimales des armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : $A_V + A_H \geq 0.15\% \times B$

En zone courante : $A_V + A_H \geq 0.10\% \times B$

Avec B : section du béton

-Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : ($s_t \leq 1,5a$; $s_t \leq 30c$), avec a est l'épaisseur du voile.

Dans notre cas : $a=20\text{cm} \Rightarrow (s_t \leq 1,5 \times 20 ; s_t \leq 30c) \Rightarrow (s_t \leq 30c ; s_t \leq 30c)$

$\Rightarrow s_t \leq 30c$

Diamètre maximum : le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Dans notre cas : $\varnothing \leq 0.1 \times 20 = 2\text{cm} = 20\text{mm}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

$20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} \geq 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} \geq 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé 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.

Les potelets :

A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur le 1/10 de la longueur du voile cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

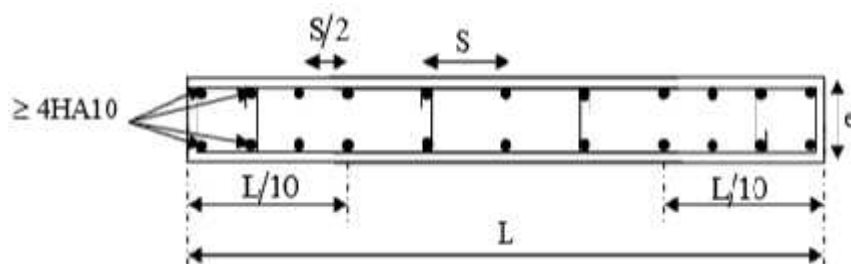


Fig. V-13):Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.5.Vérification à L'ELS :**a) La contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que la contrainte de compression de béton soit inférieure à 15MPa.

Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : effort normal appliqué sous (G+Q)

B : section de béton

A : section d'armatures verticales adoptée

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

b) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**➤ D'après le RPA99 révisé 2003 (Art 7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c2} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d}$$

$$V = 1.4 T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec

$\bar{\tau}_b$: Contrainte limite de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_c}{\gamma_b} ; 4 M \right)$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 M$$

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont donnés dans les tableaux ci-après :

Voile longitudinale 1 (VL1) : L=1.00m, ep=0.20m								
Zone	combinaison	B (m ²)	V (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KNxm)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Zone 1	0.8G±E	0.20	0.50	0.016	586.39	348.817	13832.48	-7968.58
	G+Q±E	0.20	0.50	0.016	675.5	349.857	14310.53	-7555.53
Zone 2	0.8G±E	0.20	0.50	0.016	266.47	136.994	5613.41	-2948.71
	G+Q±E	0.20	0.50	0.016	346.46	139.152	6080.80	-2616.20
Zone 3	0.8G±E	0.20	0.50	0.016	201.10	111.35	4485.19	-2474.19
	G+Q±E	0.20	0.50	0.016	240.48	118.545	4906.93	-2502.13

Tableau V.3.1 : les efforts internes et les contraintes dans le voile longitudinale 1(VL1)

Voile longitudinale 2 (VL2) : L=1.15 m, ep=0.20m								
Zone	combinaison	B (m ²)	V (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KNxm)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Zone 1	0.8G±E	0.20	0.575	0.025	449.46	427.408	11784.56	-7876.21
	G+Q±E	0.20	0.575	0.025	593.79	426.763	12397.24	-7233.85
Zone 2	0.8G±E	0.20	0.575	0.025	354.04	168.722	5419.91	-2341.30
	G+Q±E	0.20	0.575	0.025	456.95	176.717	6051.23	-2077.75
Zone 3	0.8G±E	0.20	0.575	0.025	254.84	127.282	4035.50	-1819.50
	G+Q±E	0.20	0.575	0.025	324.03	138.669	4598.21	-1780.56

Tableau V.3.2 : les efforts internes et les contraintes dans le voile longitudinale 2(VL2)

Voile longitudinale 3 (VL3) : L=1.62 m, ep=0.20m								
Zone	combinaison	B (m ²)	V (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KNxm)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Zone 1	0.8G±E	0.324	0.81	0.070	636.75	1321.136	17252.70	-13322.15
	G+Q±E	0.324	0.81	0.070	822.25	1323.153	17848.60	-12772.96
Zone 2	0.8G±E	0.324	0.81	0.070	447.15	952.841	12405.82	-9645.64
	G+Q±E	0.324	0.81	0.070	613.76	956.959	12967.70	-9179.06
Zone 3	0.8G±E	0.324	0.81	0.070	296.99	342.872	4884.15	-3050.88
	G+Q±E	0.324	0.81	0.070	392.73	342.061	5170.26	-2746.004

Tableau V.3.3 : les efforts internes et les contraintes dans le voile longitudinale 3 (VL3)

Voile Transversale 1 (VT1) : L=3.90 m, ep=0.20m								
Zone	combinaison	B (m ²)	V (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KNxm)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Zone 1	0.8G±E	0.78	1.95	0.988	894.02	3818.462	8682.62	-6390.26
	G+Q±E	0.78	1.95	0.988	1230.10	3819.411	9115.36	-5961.26
Zone 2	0.8G±E	0.78	1.95	0.988	786.18	2805.513	6545.12	-4529.30
	G+Q±E	0.78	1.95	0.988	1085.65	2800.484	6919.13	-4135.41
Zone 3	0.8G±E	0.78	1.95	0.988	451.51	1013.459	2579.10	-1421.40
	G+Q±E	0.78	1.95	0.988	624.73	1005.922	2786.31	-1184.44

Tableau V.3.4 : les efforts internes et les contraintes dans le voile transversale 1 (VT1)

Voile Transversale 2 (VT2) : L=1.63 m, ep=0.20m								
Zone	combinaison	B (m ²)	V (m ²)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KNxm)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Zone 1	0.8G±E	0.326	0.815	0.072	697.73	486.66	7648.99	-3368.44
	G+Q±E	0.326	0.815	0.072	883.18	488.622	8240.07	-2821.79
Zone 2	0.8G±E	0.326	0.815	0.072	1199.93	305.624	7140.26	221.27
	G+Q±E	0.326	0.815	0.072	1371.06	307.028	7681.09	730.319
Zone 3	0.8G±E	0.326	0.815	0.072	180.61	161.932	2386.99	-1278.96
	G+Q±E	0.326	0.815	0.072	410.03	158.012	3046.37	-530.85

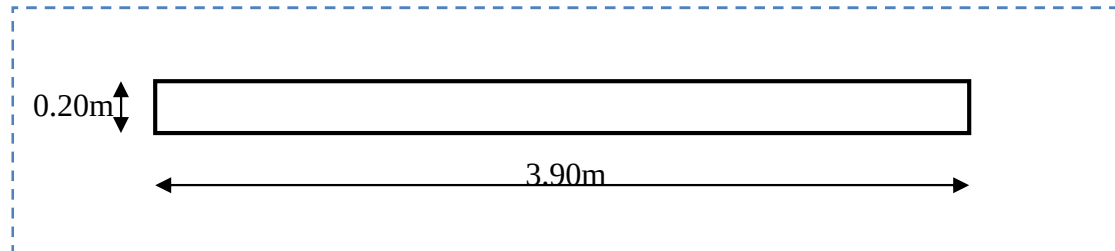
Tableau V.3.5 : les efforts internes et les contraintes dans le voile transversale 2 (VT2)

V.3.6.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversale (**VT1**) de longueur $L=3.90\text{m}$

Sur la zone (I) :

➤ **Caractéristiques géométriques :**



$$L = 3.90\text{m}, e = 0.20\text{ m}, B = 0.78\text{m}^2, V=L/2=1.95\text{m}, I = \frac{0.2 \times 3.9^3}{12} = 0.988\text{m}^4$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

$$\sigma_m = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{894.02}{0.78} + \frac{3818.462 \times 1.95}{0.988} = 8682.62 \text{ K /m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{894.02}{0.78} - \frac{3818.462 \times 1.95}{0.988} = -6390.26 \text{ K /m}^2$$

⇒ section est partiellement comprimée (**S.P.C**)

➤ **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} \times L = \frac{8682.62}{8682.62 + 6390.26} \times 3.90 = 2.25 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3.90 - 2.25 = 1.65\text{m}$$

➤ **Largeur de la bande (d) :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}\right) \quad \text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.40 = 3.68\text{m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3.68}{2}; \frac{2}{3} \times 2.25\right) = \min(1.84; 1.50)$$

On prend : $d=1.50\text{m}$

➤ **Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_m}{L} = \frac{\sigma_1}{L-d} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_m \times (L-d)}{L} \quad d_2 = L - d = 1.65 - 0.825 = 0.825 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{6.2 \times (1.6 - 0.8)}{1.6} = 3195.13 \text{ K / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6390.26 + 3195.13}{2} \times 0.825 \times 0.20 = 790.80 \text{ K}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3195.13}{2} \times 0.825 \times 0.2 = 263.60 \text{ K}$$

➤ **Détermination des armatures verticales :**

$$\text{1^{er} bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{7.8}{4 \times 10^{-1}} = 19.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{2^{ème} bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{2.6}{4 \times 10^{-1}} = 6.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{4}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures de coutures:**

$$A_v = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.40 \times 793.12}{400 \times 10^{-1}} = 30.54 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.2\% \times B ; \frac{d \times e \times f_t}{f_e} \right\} \quad \text{avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.002 \times 150 \times 20 ; \frac{150 \times 20 \times 2.10}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 15.75 ; 6 \}$$

$$A_{\min} = 15.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des sections Armatures verticales totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_v}{4} = 19.77 + \frac{30.54}{4} = 27.41 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_v}{4} = 6.59 + \frac{30.54}{4} = 14.23 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage adopté :**

Soit :

Bande 1 : 2x 7HA16=28.15 cm² avec un espacement de 12 cm.

Bande 2 : 2x 5HA16=20.11 cm² avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_{v1}}{4} = \frac{28.1}{4} = 7.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 99/mod2003 : } A_H \geq 0.15\% \times B = 0.0015 \times 20 \times 390 = 11.70 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_{v1}}{4}, 0.15\% \times B \right) = (7.04 \text{ cm}^2, 11.70 \text{ cm}^2) = 11.70 \text{ cm}^2$$

Soit donc 6x2HA12 =13.57cm²/ml de hauteur, avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

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

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$S_t = 12\text{cm}$ et $20\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

$S_h = 20\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

)] **Vérification des contraintes de cisaillement :**

)] **Selon le RPA99/version2003 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_e \times d} = \frac{1.4 \times 793.12 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 3900)} = 1.58 \text{ M}$$

$$\tau_b = 1.58 \text{ M} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{cz} = 5 \text{ M} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

)] **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{793.12 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 3900)} = 1.13 \text{ M}$$

$$\tau_u = 1.13 \text{ M} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.1 f_c}{\gamma_E}; 4 \text{ M}\right) = 3.26 \text{ M} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

)] **Vérification à L'ELS :**

Vérification de la contrainte dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_s < 0.6 f_{cz}$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{cz} = 15 \text{ M}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+1 \times A_v} = \frac{1.8 \times 10^3}{0.7 \times 1.0 + 1.0 \times 2.1 \times 10^3} = 1.48 \text{ M} \leq 15 \text{ M} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage des autres voiles dans les différentes zones, et les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux ci-après :

VL1	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	hauteur de la poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.2	0.2	0.2
	He		4.080	3.060	3.060
	h		3.73	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	T(kN)		122.630	73.820	70.370
	N _{ser} (kN)		674.13	285.38	172.36
	Vu (kN)		171.682	103.348	98.518
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		13832.480	5613.412	4906.930
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		7968.580	2948.713	2502.130
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.63	0.66	0.66
	L _t		0.37	0.34	0.34
	d		0.42	0.44	0.44
	d _{adopté}		0.18	0.17	0.17
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.18	0.17	0.17
	σ_1		3984.290	1474.357	1251.065
	N ₁		218.45	76.16	63.37
	N ₂		72.82	25.39	21.12
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		5.46	1.90	1.58
	A _{v2} /bande (cm²)		1.82	0.63	0.53
	A _{vj} (cm²)		4.72	2.84	2.71
	A'v1/bande/nappe		6.64	2.61	2.26
	A'v2/bande/nappe		3.00	1.35	1.21
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		4.44	4.59	4.64
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		8.04	6.16	4.52
	A'v2 adopté (cm²)		8.04	6.16	4.52
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /napp (cm2)		3.00	3.00	3.00
	AH adopté (cm2)		11.31	11.31	7.85
	choix de la section		5x2HA12	5x2HA12	5x2HA10
	Espacement st (cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4épingles en HA8/m²		
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{cz} = 5M$	τ_b	0.954	0.574	0.547
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$	τ_u	0.681	0.410	0.391
	$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{cz} = 15 M$	σ_{bc}	3.179	1.364	0.834

Tableau V.3.6: ferrailage du voile longitudinale (VL1)

VL2	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	hauteur de la poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.15	1.15	1.15
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.23	0.23	0.23
	He		4.080	3.060	3.060
	h		3.73	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	T(kN)		135.460	91.950	73.110
	N _{ser} (kN)		430.82	389.32	217.12
	V _u (kN)		189.644	128.730	102.354
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		11784.560	5419.910	4035.500
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		7876.210	2341.300	1819.500
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.69	0.80	0.79
	L _t		0.46	0.35	0.36
	d		0.46	0.54	0.53
	d _{adopté}		0.23	0.17	0.18
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.23	0.17	0.18
	σ_1		3938.105	1170.650	909.750
	N ₁		272.14	60.92	48.77
	N ₂		90.71	20.31	16.26
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6.80	1.52	1.22
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.27	0.51	0.41
	A _{vj} (cm ²)		5.22	3.54	2.81
	A'v1/bande/nappe		8.11	2.41	1.92
	A'v2/bande/nappe		3.57	1.39	1.11
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4.83	5.62	5.55
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12.06	6.16	4.52
	A'v2 adopté (cm ²)		8.04	6.16	4.52
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x3HA16	2x2HA14	2x2HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	15	15
		Bande 2	20	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3.45	3.45	3.45
	AH adopté (cm ²)		11.31	11.31	7.85
	choix de la section		5x2HA12	5x2HA12	5x2HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4épingles en HA8/m ²		
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{ct} = 5M$	τ_b	0.916	0.622	0.494
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$	τ_u	0.654	0.444	0.353
	$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{ct} = 15 M$	σ_{bc}	1.737	1.627	0.917

Tableau V.3.7: ferrailage du voile longitudinale (VL2)

VL3	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	hauteur de la poutre (m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.62	1.62	1.62
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.324	0.324	0.324
	He		4.080	3.060	3.060
	h		3.73	2.71	2.71
Sollicitations de calcul	T(kN)		468.900	507.220	200.060
	N _{ser} (kN)		664.32	595.17	360.49
	Vu (kN)		656.460	710.108	280.084
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		17252.700	12405.820	4884.150
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		13322.150	9645.640	3050.880
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.91	0.91	1.00
	L _t		0.71	0.71	0.62
	d		0.61	0.61	0.66
	d _{adopté}		0.35	0.35	0.31
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.35	0.35	0.31
	σ_1		6661.075	4822.820	1525.440
	N ₁		705.28	512.63	142.52
	N ₂		235.09	170.88	47.51
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		17.63	12.82	3.56
	A _{v2} /bande (cm²)		5.88	4.27	1.19
	A _{vj} (cm²)		18.05	19.53	7.70
	A'v1/bande/nappe		22.15	17.70	5.49
	A'v2/bande/nappe		10.39	9.15	3.11
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		6.40	6.38	6.98
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		24.13	18.47	6.79
	A'v2 adopté (cm²)		12.06	9.24	6.79
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x6HA16	2x6HA14	2x3HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x3HA16	2x3HA14	2x3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	15
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		6.03	4.86	4.86
	AH adopté (cm²)		11.31	11.31	7.85
	choix de la section		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4épingles en HA8/m²		
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c2} = 5M$	τ_b	2.251	2.435	0.961
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$	τ_u	1.608	1.739	0.686
	$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15 M$	σ_{bc}	1.844	1.692	1.079

Tableau V.3.8: ferraillage du voile longitudinale (VL3)

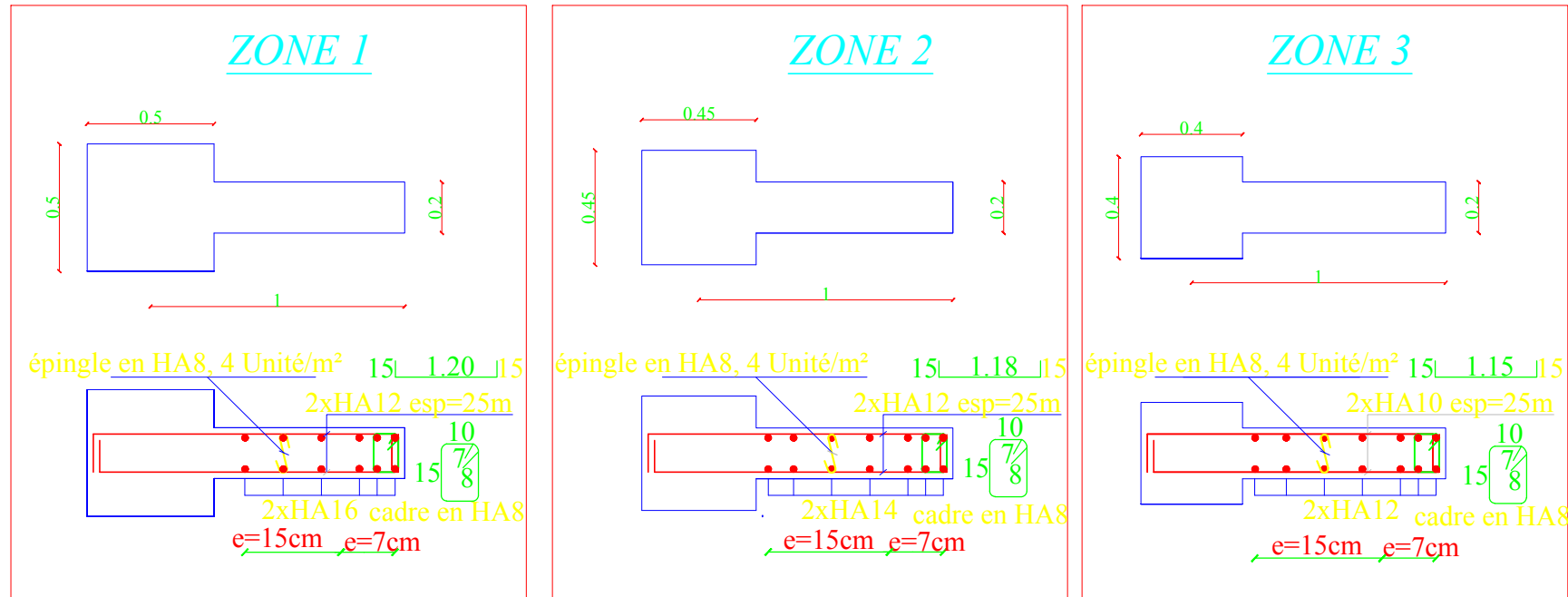
VT1	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	hauteur de la poutre (m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		3.90	3.90	3.90
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.78	0.78	0.78
	He		4.080	3.060	3.060
	h		3.68	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	T(kN)		793.120	793.680	447.610
	N _{ser} (kN)		1217.82	1076.85	619.47
	V _u (kN)		1110.368	1111.152	626.654
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		8682.620	6545.120	2579.100
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		6390.260	4529.300	1421.400
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		2.25	2.30	2.51
	L _t		1.65	1.60	1.39
	d		1.50	1.33	1.33
	d _{adopté}		0.83	0.80	0.69
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.83	0.80	0.69
	σ_1		3195.130	2264.650	710.700
	N ₁		792.44	541.83	147.72
	N ₂		264.15	180.61	49.24
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		19.81	13.55	3.69
	A _{v2} /bande (cm ²)		6.60	4.52	1.23
	A _{vj} (cm ²)		30.54	30.56	17.23
	A'v1/bande/nappe		27.44	21.19	8.00
	A'v2/bande/nappe		14.24	12.15	5.54
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		15.73	13.97	13.97
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		28.15	21.55	13.57
	A'v2 adopté (cm ²)		20.11	15.39	9.05
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x7HA16	2x7HA14	2x6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA16	2x5HA14	2x4HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11.70	11.70	11.70
	AH adopté (cm ²)		13.57	13.57	12.57
	choix de la section		6x2HA12	6x2HA12	8x2HA10
	Espacement st(cm)		20	20	14
Armatures transversales	At adoptées		4épingles en HA8/m ²		
Vérifications des contraintes	$\bar{\sigma}_p = 0.2 \times f_{ck} = 5M$	τ_b	1.582	1.583	0.893
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$	τ_u	1.130	1.131	0.638
	$\bar{\sigma}_p = 0.6 f_{ck} = 15 M$	σ_{bc}	1.481	1.326	0.774

Tableau V.3.9: ferraillage du voile transversale (VT1)

VT2	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	hauteur de la poutre (m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		1.63	1.63	1.63
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.326	0.326	0.326
	He		4.080	3.060	3.060
	h		3.68	2.66	2.66
Sollicitations de calcul	T(kN)		142.260	189.700	107.150
	N _{ser} (kN)		674.13	611.20	364.35
	V _u (kN)		199.164	265.580	150.010
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		7648.990	7140.260	2386.990
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		3368.440	221.270	1278.960
	σ_s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		1.13	1.58	1.06
	L _t		0.50	0.05	0.57
	d		0.75	1.05	0.71
	d _{adopté}		0.25	0.02	0.28
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.25	0.02	0.28
	σ_1		1684.220	110.635	639.480
	N ₁		125.90	0.81	54.55
	N ₂		41.97	0.27	18.18
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		3.15	0.02	1.36
	A _{v2} /bande (cm²)		1.05	0.01	0.45
	A _{vj} (cm²)		5.48	7.30	4.13
	A'v1/bande/nappe		4.52	1.85	2.40
	A'v2/bande/nappe		2.42	1.83	1.49
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		7.92	11.07	7.43
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		8.04	24.63 (ferraillage min)	6.79
	A'v2 adopté (cm²)		8.04		6.79
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x2HA16	2x8HA14	2x3HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x3HA16	2x8HA14	2x3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4.89	6.16	4.89
	AH adopté (cm²)		11.31	11.31	7.85
	choix de la section		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées				
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c2} = 5M$	τ_b	0.679	0.905	0.511
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$	τ_u	0.485	0.647	0.365
	$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15M$	σ_{bc}	1.994	1.684	1.084

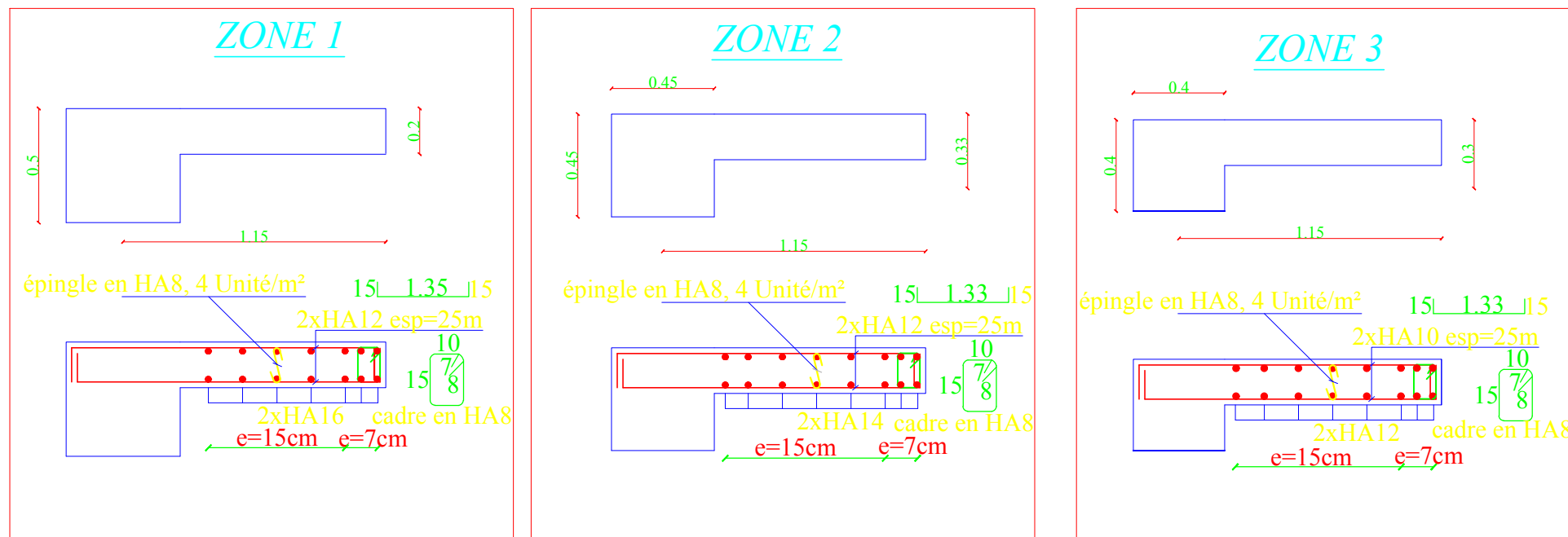
Tableau V.3.10: ferraillage du voile transversale (VT2)

Voile type VL1/ $L=1m, ep=0.20m$



ZONE 1:RDC
ZONE 2:(1ER+2ème+3ème+4ème) étages
ZONE 3:(5ème+6ème+7ème) étages+attique.

Voile type VL2/ $L=1.15m, ep=0.20m$



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC+7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :
- Mr LALMI SMAÏL

-Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :
-Mr LOUZAI .A

Promotion :2020-2021

PLAN :

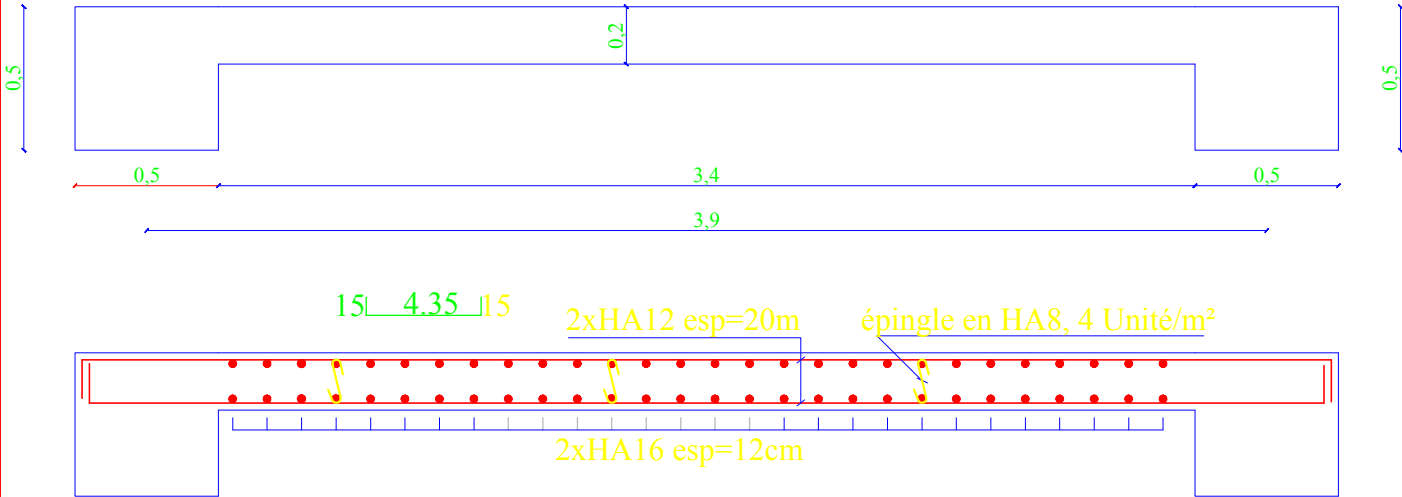
- COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTRVENTEMENT
Type VL1,VL2

ECHELLE: 1/25

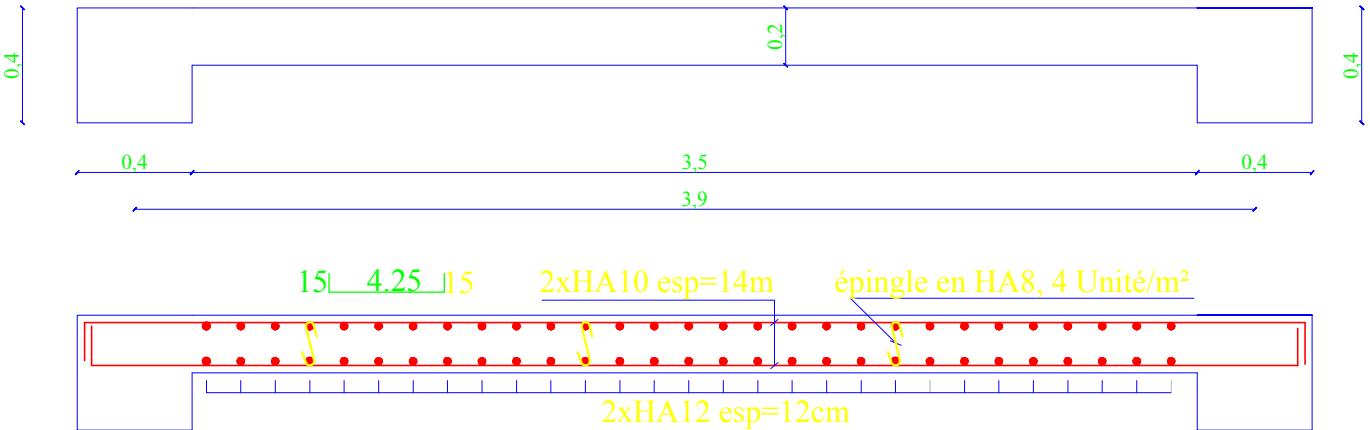
N° planche:12/17

Voile type VT1/ $L=3.90m, ep=0.20m$

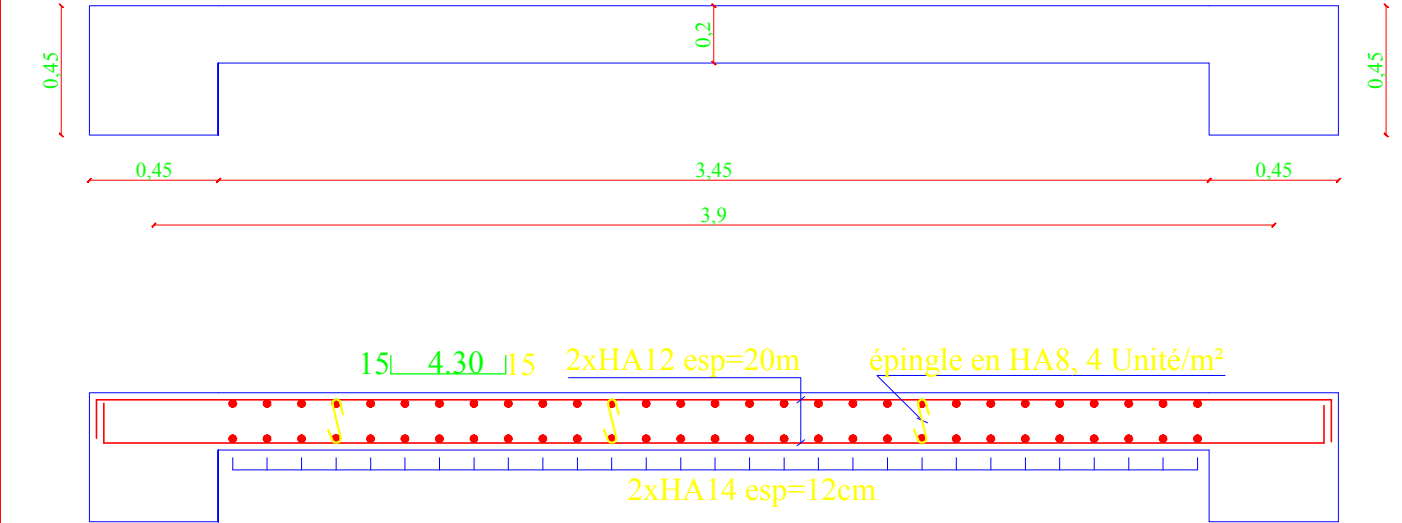
ZONE 1



ZONE 3



ZONE 2



zONE 1:RDC
ZONE 2:(1ER+2ème+3ème+4ème) étages
ZONE 3:(5ème+6ème+7ème) étages+attique.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :

- Mr LALMI SMAIL

-Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

-Mr LOUZAI A

Promotion :2020-2021

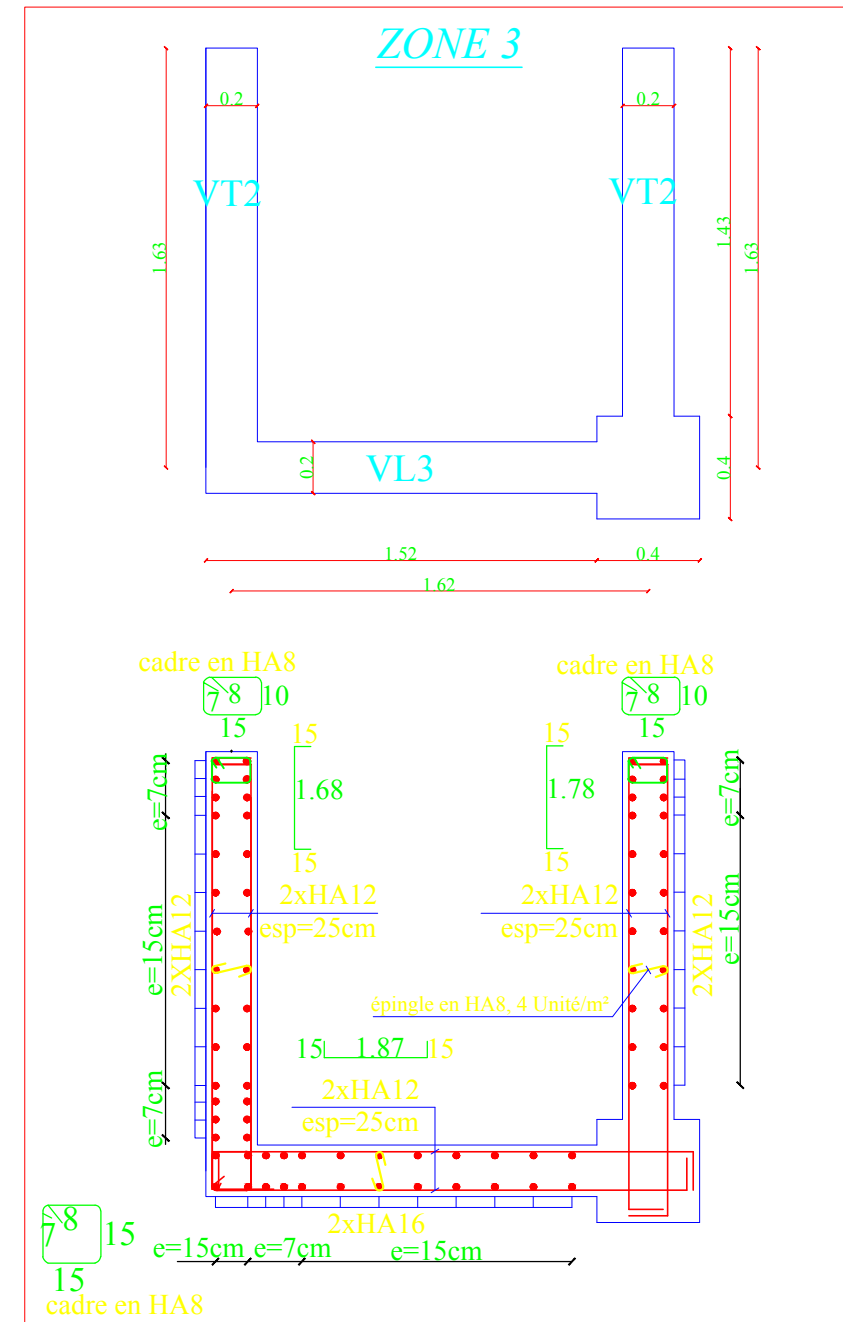
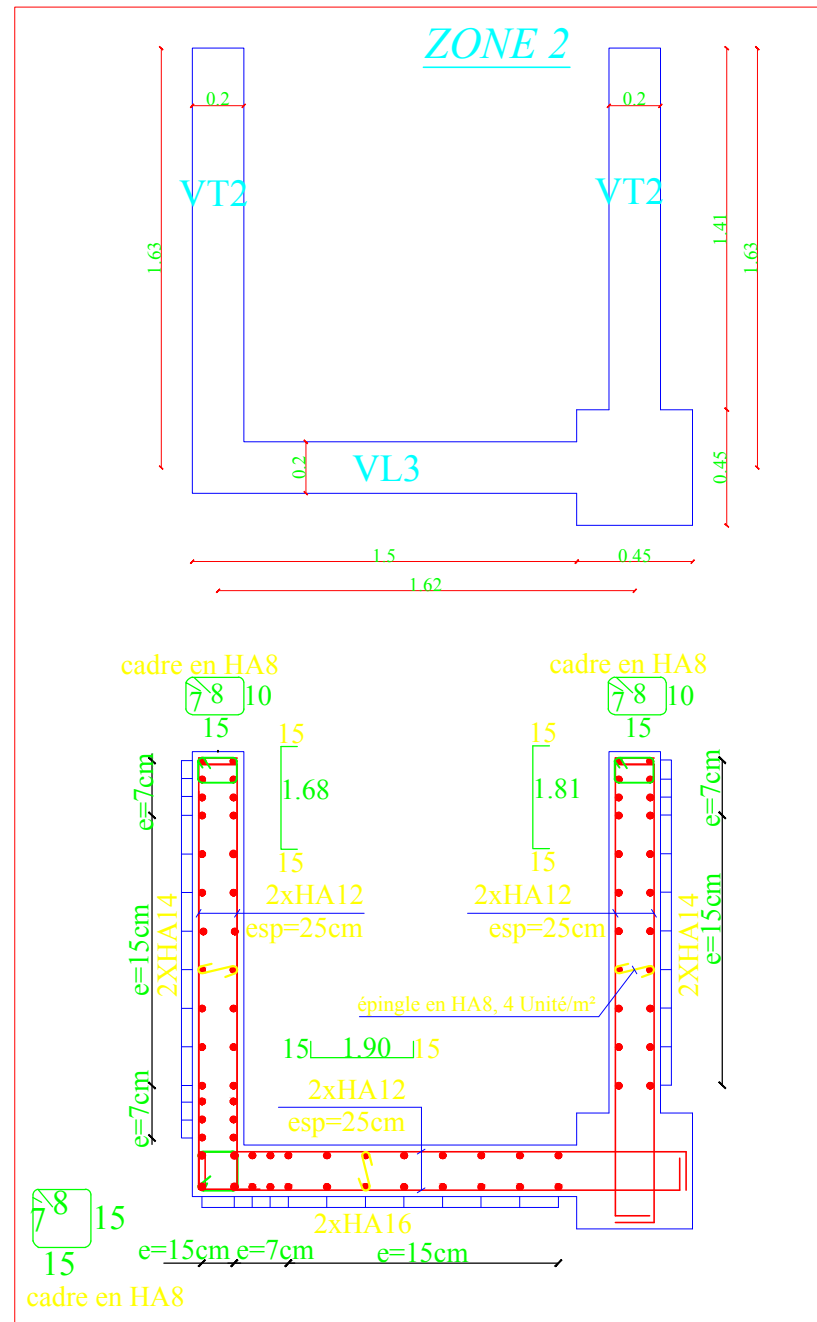
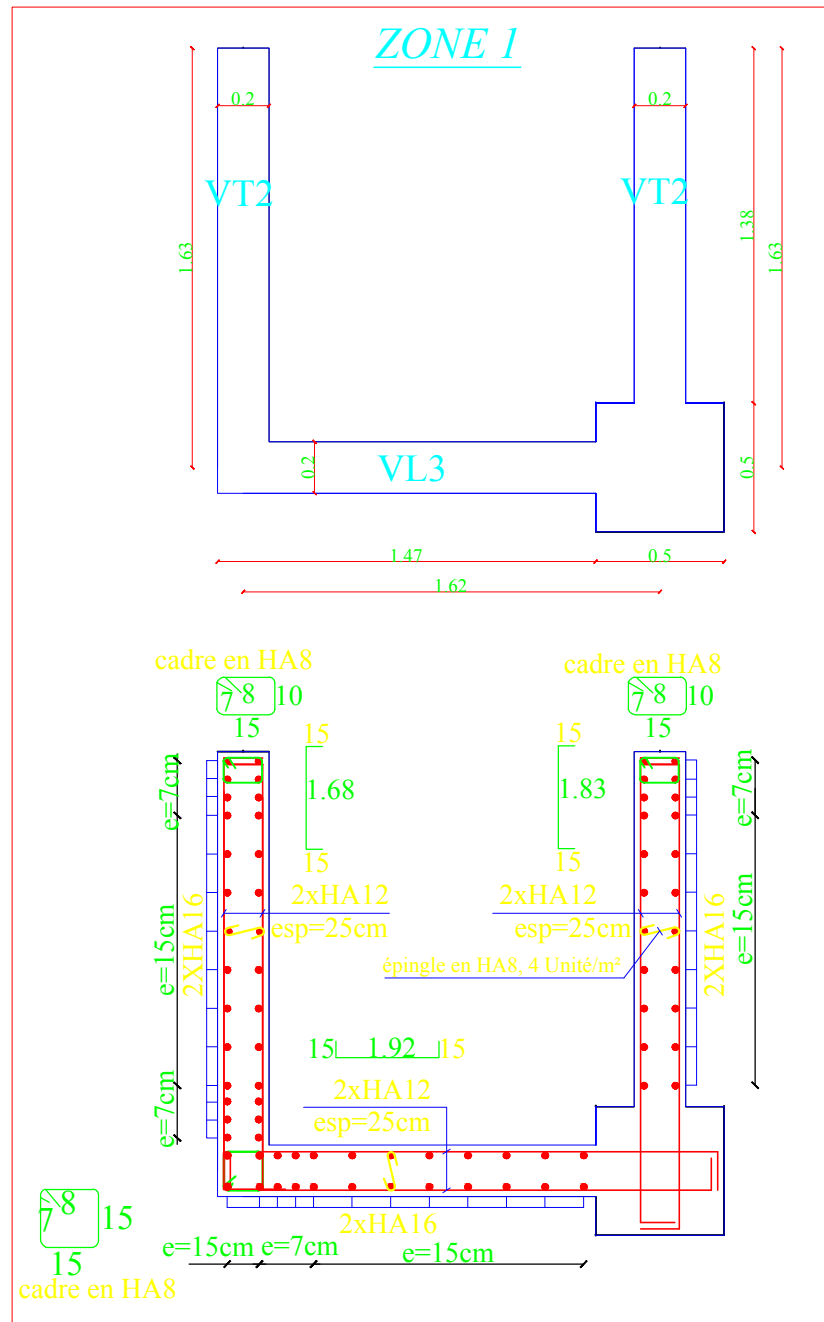
PLAN :

- COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTRVEMENT
Type VT1

ECHELLE: 1/25

N° planche:13/17

VOILE ASCENSEUR: Voile type VL3/ $L=1.62m, ep=0.20m$
Voile type VT2/ $L=1.63m, ep=0.20m$



ZONE 1:RDC
ZONE 2:(1ER+2ème+3ème+4ème) étages
ZONE 3:(5ème+6ème+7ème) étages+attique.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>projet</u> : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce		
<u>étudier par</u> : - Mr LALMI SMAIL - Mr SFAIHI REZKI	<u>PLAN</u> : - COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTRVEMENTEMENT (VOILE ASCENSEUR)	
<u>dirigé par</u> : -Mr LOUZAI A		
<u>Promotion</u> :2020-2021	<u>ECHELLE</u> : 1/25	N° planche:14/17

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure :

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organisme de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

-) **Fondations superficielles** : utilisées pour des sols de grande capacité portante. elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
-) **Fondations profondes** : utilisées pour les sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique (donc pas de risque de remontée des eaux).

VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure, l'économie.

Pré-dimensionnement des semelles :

VI.3.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{5}{5} = 1 \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

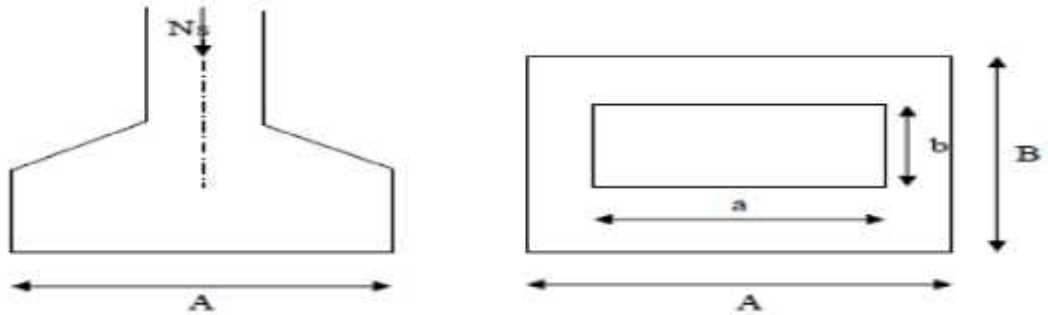


Figure VI-1 : schéma de la semelle isolée

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1095.33 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1095.33}{0.20}} = 2.33\text{m}$$

$$\text{Donc : } A=B= 2.34\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut tenter l'alternative des semelles filantes.

VI .3.2. Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{s} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L} \leq B$$

Avec :

B : la largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

G,Q : charge et surcharges revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vl ₁ /1	716.65	1.00	3.58	3.58
Vl ₁ /2	702.13	1.00	3.51	3.51
Vl ₁ /3	1291.43	1.00	6.45	6.45
Vl ₁ /4	1270.51	1.00	6.35	6.35
Vl ₁ /5	1334.29	1.00	6.67	6.67
Vl ₁ /6	1306.00	1.00	6.53	6.53
Vl ₂ /1	898.06	1.15	3.90	4.485
Vl ₂ /2	878.73	1.15	3.82	4.393
Vl ₃	1851.19	1.62	5.71	9.250
			ΣS	51.218

Tableau VI.1.Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vt ₁ /1	2317.15	3.90	2.97	11.58
Vt ₁ /2	2276.23	3.90	2.91	11.35
Vt ₂ /1	1004.92	1.63	3.08	5.02
Vt ₂ /2	1519.21	1.63	4.66	7.60
			ΣS =	35.55

Tableau VI.2.Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$$S_v = \sum S = 51.218 + 35.55 = 86.768 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : surface totale des semelles filantes sus voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

▪ Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

▪ **Etapas calcul :**

- 1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N$
- 2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N \cdot e + \sum M}{R = \sum N}$
- 3- Détermination de la distribution par (ml) de l semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \implies$ répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \implies$ répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- 4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux

Poteaux	N _{ser} (KN)	M _i (KNxm)	e _i (m)	N _{ser} x e _i (KNxm)
Pt1(C ₂)	1095.33	- 0.973	- 6.275	- 6873.19
Pt2(C ₃)	808.86	3.578	- 1.825	- 1476.17
Pt3(C ₄)	800.25	- 0.819	2.075	1660.52
Pt4(C ₅)	724.88	4.679	6.275	4548.62
somme	3429.32	6.465	/	- 2140.22

Tableau VI.3. Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 3429.32 \text{ KN.}$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\sum N \cdot e + \sum M}{R = \sum N} = \frac{-2 \cdot 2 + 6.4}{3 \cdot 3} = - 0.62 \text{ m}$$

$$e = - 0.62 \leq \frac{1 \cdot 0}{6} = 1.84 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3 \cdot 3}{1 \cdot 0} \left(1 + \frac{6 \times (- 0.6)}{1 \cdot 0} \right) = 205.86 \text{ KN/ML.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3}{1.0} \cdot \frac{.3}{.0} \left(1 - \frac{6 \times (-0.6)}{1.0} \right) = -414.82 \text{ KN/ML}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3}{1.0} \cdot \frac{.3}{.0} \left(1 + \frac{3 \times (-0.6)}{1.0} \right) = 258.106 \text{ KN/ML.}$$

▪ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s} \implies B \geq \frac{2}{2} \cdot \frac{.1}{.1} = 1.29 \text{ m}$$

On prend : B=1.30 m

On aura donc, la surface de la semelle filante sous poteaux égale à : $S_p = S \times n$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considérée.

$$S_p = (1.30 \times 11.05) \times 3 = 43.09 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totales de la semelle filante : $S_t = S_p + S_v$

$$S_t = 43.09 + 86.768 = 129.85 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 221.19 \text{ m}^2$

$$\frac{S}{S_t} = \frac{1}{2} \cdot \frac{.8}{.1} = 0.5870 \implies 58.70 \text{ de la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représente 58.70% de la surface du bâtiment.

▪ **conclusion**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

VI.4. calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Caractéristiques du radier :

-) permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
-) Facilité de coffrage
-) Rapidité d'exécution.
-) Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.4.1. pré-dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

2) Selon la condition forfaitaire :

) Sous voiles :

➤ épaisseur du radier :

$$\frac{L_m}{8} \leq h \leq \frac{L_m}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

Avec $L_{max} = 445$ cm.

$$\frac{4}{8} \leq h \leq \frac{4}{5} \longrightarrow 55.62 \leq h \leq 89$$

On prend : **h = 80 cm**

) Sous poteaux :

➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_m}{2}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{4}{2} = 22.25 \text{ cm ; on prend : } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ La nervure :

La nervure (poutre) du radier doit vérifier la condition suivantes :

$$h_n \geq \frac{L_m}{1} = \frac{4}{1} = 44.50 \text{ cm ; on prend : } h_n = 80 \text{ cm.}$$

➤ Dalle flottante :

$$\frac{L_m}{5} \leq h_t \leq \frac{L_m}{4}$$

$$\frac{4}{5} \leq h \leq \frac{4}{4} \square 8.90 \leq h_t \leq 11.125 ; \text{ soit : } h_t = 10 \text{ cm.}$$

3) Condition de longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times E}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{max}$$

L_e : longueur élastique.

K: module de raideur du sol, rapport à l'unité de surface **K = 40 [MPa]**

L_{max} : la distance en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifié :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_m\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

E: le module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; E= 10818.87 [MPa]

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 44}{3.1}\right)^4 \frac{3 \times 4}{1.8}} = 0.89$$

On opte : h = 100 cm

Et la largeur égale à :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ soit } b_n = 50 \text{ cm.}$$

Remarque :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant pour le radier :

h_d = 30cm : hauteur de la dalle de radier.

h_t = 10cm : hauteur de la dalle flottante.

b_n = 50cm : largeur de la nervure.

h_n = 80 cm : hauteur de la nervure.

VI.4.2. détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment : G_{bat} = 20162.61 kn.

Charge d'exploitation : Q = 3274.81 kn.

Combinaison d'action :

A L'ELU : N_u = 1.35G + 1.5Q = 32131.73 kn

A L'ELS : N_s = G + Q = 23437.42 kn

VI.4.3. Détermination de la surface du radier :

A L'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.3 \times \sigma_s} = \frac{32131.73}{1.3 \times 2} = 120.79 \text{ m}^2$$

A L'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{23437.42}{2} = 117.18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 221.19 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = S_{\text{radier}} = 120.19 \text{ m}^2.$$

Remarque:

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. les règles du BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Avec h : hauteur de la nervure.

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{b}{2} ; 30\text{ cm}\right) = 40 \text{ cm.}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier ;

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{déb}} = P_{\text{déb}} \times L_{\text{déb}} = (16.95 + 13.05) \times 0.4 \times 2 = 24 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 221.19 + 24 = 245.19 \text{ m}^2$$

VI.4.4. Détermination des efforts à la base du radier :

1) Poids du radier :

$G_{\text{rad}} =$ poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

) Poids de la dalle :

$$G_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 245.19 \times 0.3 \times 25 = 1838.925 \text{ kn.}$$

) Poids de la nervure :

➤ Longueur de la nervure :

$$L = (l_x \times n) + (l_y \times n) = (16.95 \times 4) + (13.05 \times 6) = 146.10 \text{ m.}$$

➤ Poids de la nervure:

$$G_{\text{nervure}} = [b_n \times (h_n - h_d) \times L] \times \rho_b.$$

$$G_{\text{nervure}} = [0.5 \times (0.8 - 0.3) \times 146.1] \times 25 = 913.125 \text{ KN.}$$

) Poids de TVO:

$$G_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}})] \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{T.V.O}}$$

$$G_{\text{T.V.O}} = [245.19 - (146.10 \times 0.5)] \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 1463.19 \text{ KN.}$$

) Poids de la dalle flottante libre:

$$G_{\text{df}} = [245.19 - (146.10 \times 0.5)] \times 0.1 \times 25 = 430.35 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{T.V.O}} + G_{\text{df}} .$$

$$G_{\text{rad}} = 1838.925 + 913.125 + 1463.19 + 430.35 = 4645.59 \text{ KN.}$$

2) Poids total de l'ouvrage:

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 20162.61 \text{ KN.}$

- **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{tot} = G \text{ (superstructure)} + G \text{ (infrastructure)} = 20162.61 + 4645.59 = 24808.20 \text{ kn.}$$

- **Charge d'exploitation totale Q_{tot} :**

$$Q_{tot} = Q \text{ (superstructure)} + Q \text{ (infrastructure)} = 3274.81 + (5 \times 245.19) = 4500.76 \text{ kn.}$$

- **Combinaison d'actions :**

) **A l'état limite ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 40242.21 \text{ KN.}$$

) **A l'état limite de service :**

$$N_s = G + Q$$

$$N_s = 29308.96 \text{ KN.}$$

) **A l'état sismique :**

$$N_a = G + 0.2Q$$

$$N_a = 25708.352 \text{ KN.}$$

- **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

) **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 8.475 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.525 \text{ m.}$$

Avec:

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

) **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.9 \times 1.0^3}{12} = 3139.20 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.0 \times 1.9^3}{12} = 5295.88 \text{ m}^4.$$

3) Vérifications :

- ❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = m \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c2} ; 4M \right\}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$$

$$T_u^m = q_u = \frac{L_m}{2}$$

$$T_u^m = \frac{N_u \cdot b}{8} \times \frac{L_m}{2} = \frac{4}{2} \times \frac{.2 \times 1}{.1} \times \frac{4.4}{2} = 365.18 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau} = \bar{m} \left\{ \frac{0.1}{\gamma_b} f_{ct2} ; 4M \right\} = 2.5 \text{ MPa. Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{3}{1} \times \frac{.1 \times 1}{2} = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa. } \square \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par des efforts suivants :

- Efforts normal (N) dû aux charges verticales.
- Moments de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xi} , I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

On doit vérifier les conditions suivantes :

➤ A L'ELU :

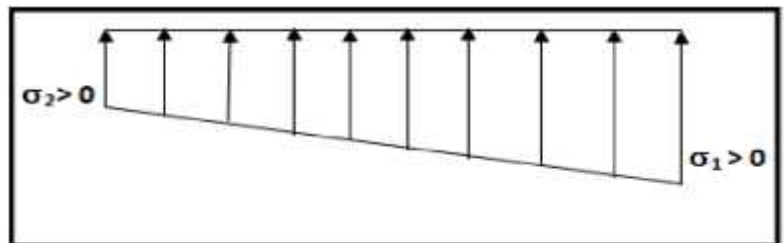
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_s$$

➤ A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_s$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M}{I} V$$



V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Sens longitudinal (xx):

A L'ELU :

$$N_u = 40242.21 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} = \frac{4}{2} \times \frac{.2}{.1} = 164.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} = \frac{4}{2} \times \frac{.2}{.1} = 164.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1 \times .1 + 1 \times .1}{4} = 164.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 164.12 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_s = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

A P'ELS:

$$N_s = 29308.96 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} = \frac{2}{2} \frac{.9}{.1} = 119.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} = \frac{2}{2} \frac{.9}{.1} = 119.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1 \cdot .5 + 1 \cdot .5}{4} = 119.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 119.53 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{Si} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = 25708.352 \text{ KN.}$

$$M_{ox} = 30054.252 \text{ kn.m} ; T_{ox} = 1530.07 \text{ KN.}$$

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 30054.252 + 1530.07 \times 0.8 = 31278.308 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I} V = \frac{2}{2} \frac{.3}{.1} + \frac{3}{3} \frac{.3}{.2} \times 8.475 = 189.29 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M}{I} V = \frac{2}{2} \frac{.3}{.1} - \frac{3}{3} \frac{.3}{.2} \times 8.475 = 20.41 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1 \cdot .2 + 2 \cdot .4}{4} = 147.07 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 147.07 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{Si} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

Sens transversal yy :

A P'ELU :

$$N_u = 40242.21 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} = \frac{4}{2} \frac{.2}{.1} = 164.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} = \frac{4}{2} \frac{.2}{.1} = 164.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1 \cdot .1 + 1 \cdot .1}{4} = 164.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 164.12 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{Si} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$N_s = 29308.96 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} = \frac{2}{2} \frac{.9}{.1} = 119.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} = \frac{2}{2} \frac{.9}{.1} = 119.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1 \cdot .5 + 1 \cdot .5}{4} = 119.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 119.53 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{Si} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = 25708.352 \text{ KN}$.

$M_{oy} = 35437.061 \text{ kn.m}$; $T_{oy} = 1769.03 \text{ KN}$.

$M_y = M_{oy} + T_{oy} \cdot h = 35437.061 + 1769.03 \times 0.8 = 36852.285 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M}{I_x} \cdot V = \frac{2}{2} \cdot \frac{.3}{.1} + \frac{3}{2} \cdot \frac{.2}{.8} \times 6.525 = 197.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M}{I_x} \cdot V = \frac{2}{2} \cdot \frac{.3}{.1} - \frac{3}{2} \cdot \frac{.2}{.8} \times 6.525 = 12.22 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1 \cdot 4 + 1 \cdot 2}{4} = 151.16 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 151.16 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

❖ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot z \cdot s$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier, $P = 20162.61 \text{ kn}$.

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($z = 0.8 \text{ m}$).

S : Surface du radier : ($S = 279.32 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot z \cdot s = 1.5 \times 10 \times 0.8 \times 245.19 = 2942.28 \text{ KN}.$$

Donc :

$$P = 20162.61 \text{ KN} > 2942.28 \text{ KN}. \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

□ Pas de risque de soulèvement.

❖ Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.0 \mu_c \cdot h \cdot f_{c2}}{\gamma_D}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur plan du feuillet moyen du radier.

a : épaisseur du voile ou du poteau.

b : largeur du poteau ou voile (une bande de 1m).

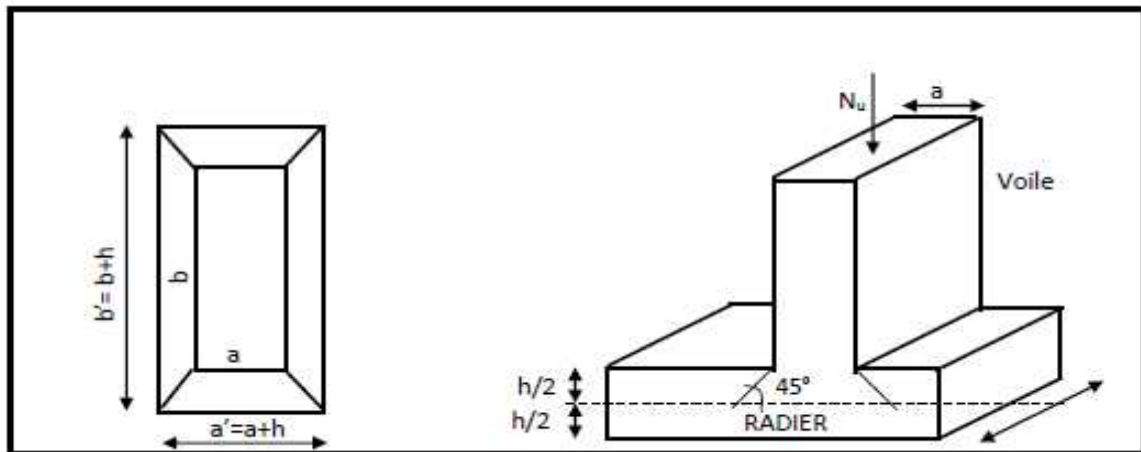


Figure VI-2 : périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_e :

Poteaux :

$$\mu_e = 2.(a' + b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6.00 \text{ m.}$$

$$N_u = 1514.49 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1514.49 < \frac{0.0 \times 6 \times 0.8 \times 2 \times 1}{1.5} = 3600 \text{ KN.}$$

Voile (pour une bande 1m) :

$$\mu_e = 2.(a' + b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 1) = 6.40 \text{ m.}$$

$$N_u = 2526.54 \text{ KN.}$$

$$N_u = 2526.54 < \frac{0.0 \times 6.4 \times 0.8 \times 2 \times 1}{1.5} = 3840 \text{ KN.}$$

 **conclusion:**

Toutes les conditions sont vérifiées.

VI.5. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.
Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91.

a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considéra le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : $\rho_x = \frac{l_y}{l_x} < 0.4 \implies$ la dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinal négligée)

$$M_{ox} = q_u \frac{l_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

2^{ème} cas : $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \implies$ la dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$.

Dans le sens de la grande portée $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$.

Les coefficients μ_x et μ_y sont données par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

$$l_y = 4.45 \text{ m.}$$

$$l_x = 3.55 \text{ m.}$$

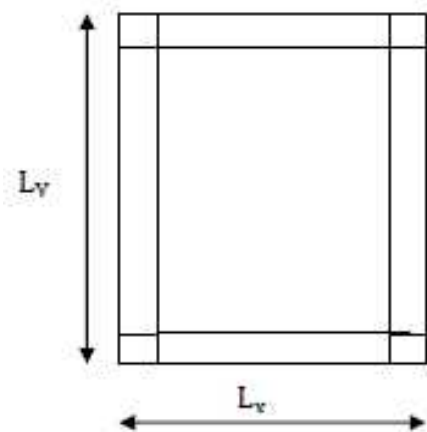
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.4} = 0.79$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.



Pour le du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 164.12 \text{ KN/m}^2$.

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 119.53 \text{ KN/m}^2$.

A l'ELU :

$$q_{um} = [\sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_r}{S_r}] \times 1\text{ml} = [164.12 - \frac{4.5}{2 \cdot 1}] \times 1\text{ml} = 145.17 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS :

$$q_{sm} = [\sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_r}{S_r}] \times 1\text{ml} = [119.53 - \frac{4.5}{2 \cdot 1}] \times 1\text{ml} = 100.58 \text{ KN/m}^2.$$

b) Calcul à l'ELU:

Evaluations des moments M_x , M_y :

$$v = 0 ; \rho = 0.79 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.577 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2.$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}.$$

$$M_{ox} = 0.0576 \times 145.17 \times (3.55)^2 = 105.38 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = 0.577 \times 105.38 = 60.80 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ces appuis :

- Moment en travée : $0.75 M_{ox}$ ou $0.75 M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0.5 M_{ox}$ ou $0.5 M_{oy}$

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

- Moment en travée : $0.85 M_{ox}$ ou $0.85 M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0.3 M_{ox}$ ou $0.3 M_{oy}$
- Moment sur appuis intermédiaire : $0.5 M_{ox}$ ou $0.5 M_{oy}$.

❖ Moment sur appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times 105.38 = 52.69 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 60.80 = 30.4 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times 105.38 = 79.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 60.80 = 45.60 \text{ KN.m.}$$

- **Ferrailage longitudinal suivant le sens xx:**➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^u}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{5.6 \times 10^3}{1 \times 2^2 \times 1.2} = 0.059 < 0.392 \text{ (SSA).}$$

$$\beta = 0.969.$$

$$A_u^a = \frac{M_x^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.6 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 6.25 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{7.0 \times 10^3}{1 \times 2^2 \times 1.2} = 0.089 < 0.392 \text{ (SSA).}$$

$$\beta = 0.954.$$

$$A_u^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.0 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 9.52 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA14 = 12.31 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

- **Ferrailage longitudinal suivant le sens yy:**➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^u}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{3.4 \times 10^3}{1 \times 2^2 \times 1.2} = 0.034 < 0.392 \text{ (SSA).}$$

$$\beta = 0.983.$$

$$A_u^a = \frac{M_y^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.4 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 3.55 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^E}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{4.6 \times 10^3}{1 \times 2^2 \times 1.2} = 0.051 < 0.392 \text{ (SSA).}$$

$$\beta = 0.973.$$

$$A_u^a = \frac{M_y^E}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.6 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 5.38 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right).$$

Avec :

ρ_0 : pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0.0008$ pour les **HA FeE400**).

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.7}{2}\right) = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

┐ **Armatures parallèles à Lx :**

En appui : $A_u^a = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée : $A_u^t = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

┐ **Armatures parallèles à Ly :**

En appui : $A_u^a = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée : $A_u^t = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement des armatures (Art A8.242 BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :

┐ **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33 [\text{cm}]\} \Rightarrow S_t \leq \min \{90; 33 [\text{cm}]\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

┐ **Sens y-y :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45 [\text{cm}]\} \square S_t \leq \min \{120; 45 [\text{cm}]\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \square \text{ condition vérifiée.}$$

d) **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

➤ **Evaluations des moments M_x , M_y :**

$$v = 0.2 ; \rho = 0.79 \quad \square \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0642 \\ \mu_y = 0.696 \end{cases}$$

$$q_s = 100.58 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0642 \times 100.58 \times (3.55)^2 = 81.37 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.696 \times 81.37 = 56.63 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment sur appuis :**

$$M_x^a = 0.5 \times 81.37 = 40.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 56.63 = 28.15 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times 81.37 = 61.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 56.63 = 42.47 \text{ KN.m.}$$

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

) Sens x-x

) Aux appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} ; \sigma_D \leq \bar{\sigma}_D = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a: } \rho = \frac{1}{b \cdot d} \cdot \frac{A_s}{1} = \frac{1}{1} \cdot \frac{9.0}{2} = 0.362$$

$$\rho = 0.362 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.906 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.6 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 9.0} = 198.45 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{198.45}{38.76} = 5.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_D = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\text{On a: } \rho = \frac{1}{b \cdot d} \cdot \frac{A_t}{1} = \frac{1}{1} \cdot \frac{13}{2} = 0.492$$

$$\rho = 0.492 \quad \square \quad \begin{cases} \beta = 0.894 \\ K_1 = 32.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{6.0 \times 10^3}{0.8 \times 2 \times 1.3} = 221.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{2.7}{3.1} = 6.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_D = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

) Sens y-y
) Aux appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_s^y}{\beta_1 x d x A_s} ; \sigma_D \leq \bar{\sigma}_D = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a: } \rho = \frac{1}{b.d} \cdot A_s = \frac{1}{1} \times \frac{9.0}{2} = 0.362$$

$$\rho = 0.362 \quad \square \quad \begin{cases} \beta = 0.906 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{2.1 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 9.0} = 137.32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1.3}{3.7} = 3.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_D = 15 \text{ MPa.} \square \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\text{On a: } \rho = \frac{1}{b.d} \cdot A_t = \frac{1}{1} \times \frac{9.0}{2} = 0.362$$

$$\rho = 0.362 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.906 \\ K_1 = 38.76 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4.7 \times 10^3}{0.9 \times 2 \times 9.0} = 208.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_D = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1.1}{3.7} = 5.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_D = 15 \text{ MPa.} \square \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustre dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de **1m** de longueur.

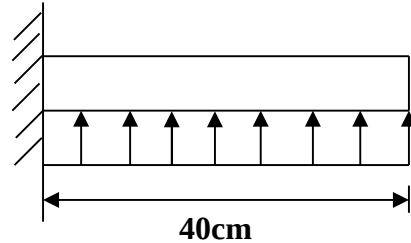


Fig : VI.3. Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul :

➤ **A l'ELU :** $q_u = 145.17 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = - \frac{q_u x l^2}{2} = - \frac{1.1 \times 0.4^2}{2} = - 11.61 \text{ KN.m.}$$

➤ **A l'ELS :** $q_s = 100.58 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = - \frac{q_s x l^2}{2} = - \frac{1.5 \times 0.4^2}{2} = - 8.04 \text{ KN.m.}$$

b) Calcul des armatures:

$b = 1\text{m}$; $d = 25\text{cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_t} = \frac{1.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25^2 \times 1.2} = 0.013 < 0.392 \text{ (SSA).}$$

$$\beta = 0.993.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.25 \times 3} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²/ml** avec un espacement **e = 25cm**.

c) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.2 \times b \times d \times f_{t2}}{f_t} = \frac{0.2 \times 1 \times 0.25 \times 2.1}{4} = 3.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.5}{4} = 1.13 \longrightarrow \text{soit ; } \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ avec un espacement de } \mathbf{20\text{cm}}.$$

d) Vérification à l'ELS :

$$\rho = \frac{1}{b \cdot d} \cdot A_s = \frac{1}{1 \times 2} \times 4.5 = 0.180$$

$$\rho = 0.180 \quad \square \quad \begin{cases} \beta = 0.931 \\ K_1 = 57.46 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.0 \times 1^3}{0.9 \times 2 \times 4.5} = 76.42 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{7.4}{5.4} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

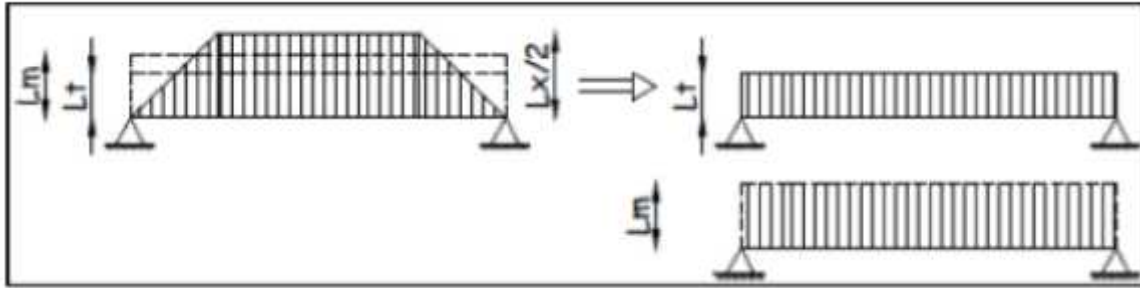
$$\sigma_{st} = 76.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord. Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI.6. calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0.4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.
- pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.



Deux types de chargement peuvent se présenter :

- **1^{er} cas : chargement triangulaire :**

- Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.
- Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2^{eme} cas : chargement trapézoïdal :

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \times (0,5 - \frac{p_x}{6})$.
- Effort tranchant : $L_t = L_x \times (0,5 - \frac{p_x}{4})$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ_x	chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Q _{um} (KN/m)	Σ Q _{um} (KN/m)	Q _{sm} (KN/m)	Σ Q _{sm} (KN/m)	Q _{ut} (KN/m)	Σ Q _{ut} (KN/m)	Q _{st} (KN/m)	Σ Q _{st} (KN/m)
AB	1	3.25	4.45	0.730	Triangulaire	1.082	0.812	145.17	100.58	157.073	314.146	108.827	217.654	117.878	235.756	81.670	163.340
	2	3.25	3.90	0.833	Triangulaire	1.082	0.812	145.17	100.58	157.073		108.827		117.878		81.670	
BC	1	3.55	4.45	0.797	Triangulaire	1.182	0.887	145.17	100.58	171.590	343.180	118.885	237.770	128.765	257.530	89.214	178.428
	2	3.55	3.90	0.910	Triangulaire	1.182	0.887	145.17	100.58	171.590		118.885		128.765		89.214	
CD	1	3.30	4.45	0.741	Triangulaire	1.098	0.825	145.17	100.58	159.396	318.792	110.436	220.872	119.765	239.530	82.978	165.956
	2	3.30	3.90	0.846	Triangulaire	1.098	0.825	145.17	100.58	159.396		110.436		119.765		82.978	
DE	1	3.10	4.45	0.696	Triangulaire	1.032	0.775	145.17	100.58	149.815	299.630	103.798	207.596	112.506	225.012	77.949	155.898
	2	3.10	3.90	0.794	Triangulaire	1.032	0.775	145.17	100.58	149.815		103.798		112.506		77.949	
EF	1	3.25	4.45	0.730	Triangulaire	1.082	0.812	145.17	100.58	157.073	314.146	108.827	217.654	117.878	235.756	81.670	163.340
	2	3.25	3.90	0.833	Triangulaire	1.082	0.812	145.17	100.58	157.073		108.827		117.878		81.670	

Tableau VI.4 : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant XX.

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ_x	chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	Q _{um} (KN/m)	Σ Q _{um} (KN/m)	Q _{sm} (KN/m)	Σ Q _{sm} (KN/m)	Q _{ut} (KN/m)	Σ Q _{ut} (KN/m)	Q _{st} (KN/m)	Σ Q _{st} (KN/m)
1-2	1	3.25	4.45	0.730	Trapézoïdal	1.336	1.031	145.17	100.58	193.947	397.039	103.697	211.015	149.670	304.566	103.697	211.015
	2	3.55	4.45	0.797	Trapézoïdal	1.399	1.067	145.17	100.58	203.092		107.318		154.896		107.318	
2-3	1	3.25	3.90	0.833	Trapézoïdal	1.249	0.948	145.17	100.58	181.317	379.328	95.349	192.609	137.621	278.00	95.349	192.609
	2	3.55	3.90	0.910	Trapézoïdal	1.364	0.967	145.17	100.58	198.011		97.260		140.379		97.260	
3-4	1	3.25	4.20	0.773	Trapézoïdal	1.301	0.996	145.17	100.58	188.866	385.135	100.177	203.271	144.589	293.388	100.177	203.271
	2	3.55	4.20	0.845	Trapézoïdal	1.352	1.025	145.17	100.58	196.269		103.094		148.799		103.094	

Tableau VI.5: valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant YY.

❖ ELU :

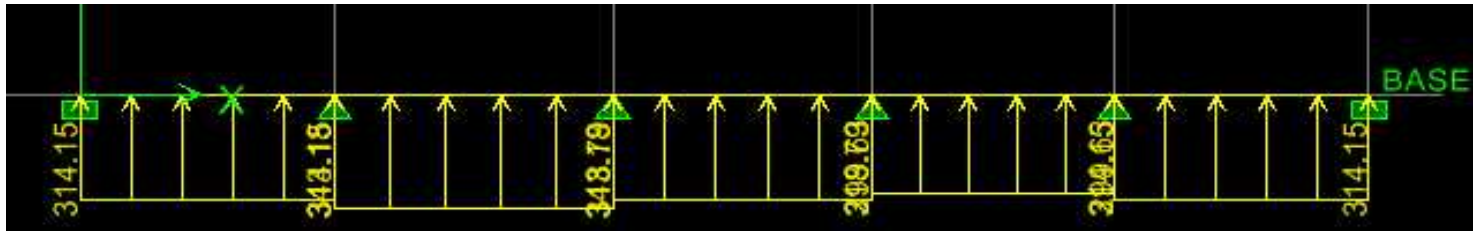


fig VI.4 : chargement simplifié pour les moments fléchissant à L'ELU (sens longitudinal)

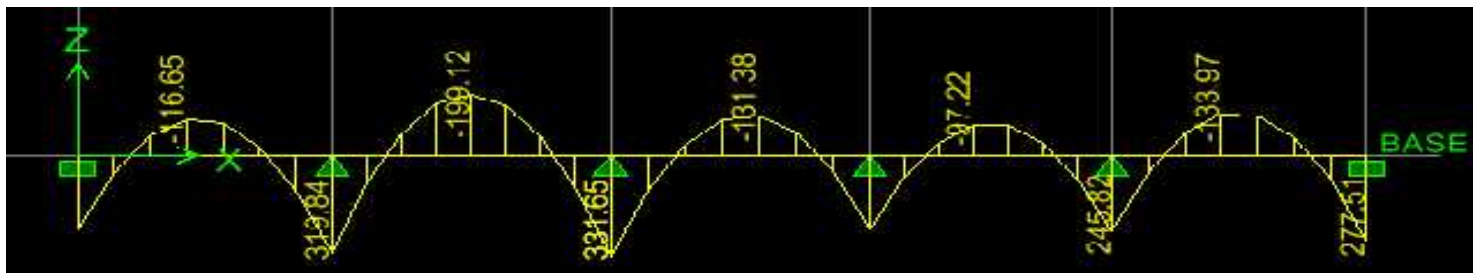


Fig VI.5 : diagramme des moments fléchissant à L'ELU (sens longitudinal)

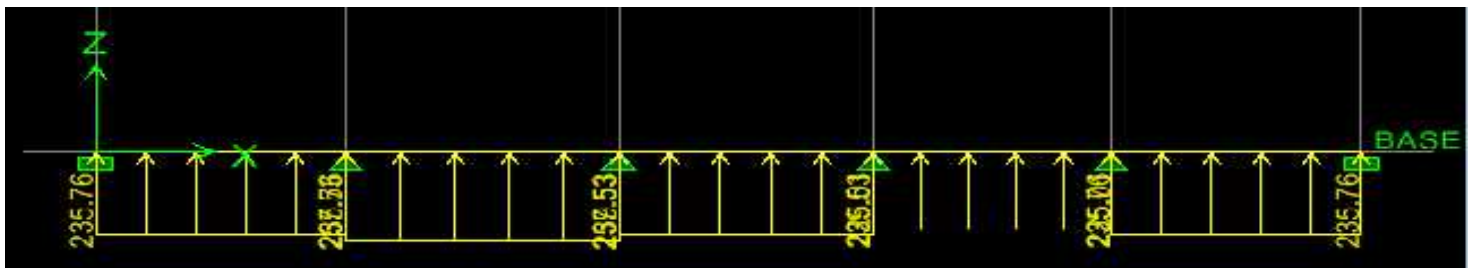


Fig VI.6 : chargement simplifié pour l'effort tranchant à L'ELU (sens longitudinale).



Fig VI.7 : diagramme des efforts tranchant à L'ELU (sens longitudinal).

❖ ELS :

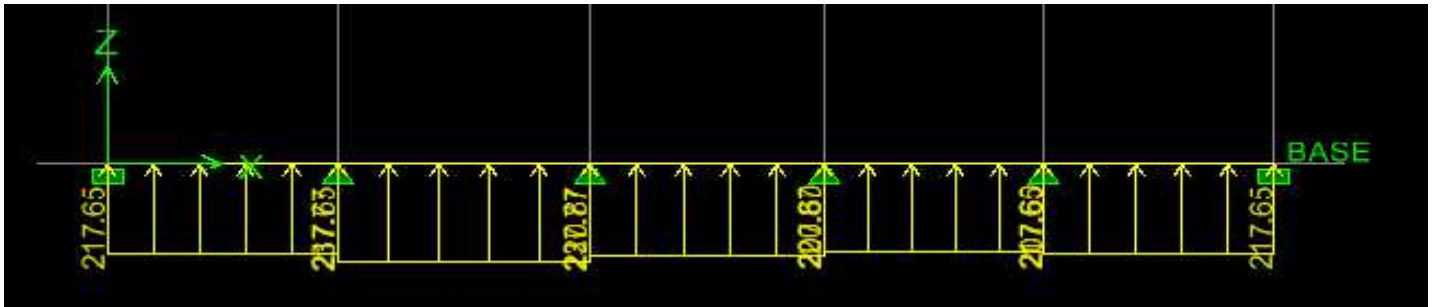


Fig VI.8: chargement simplifié pour les moments fléchissant à L'ELS (sens longitudinal).

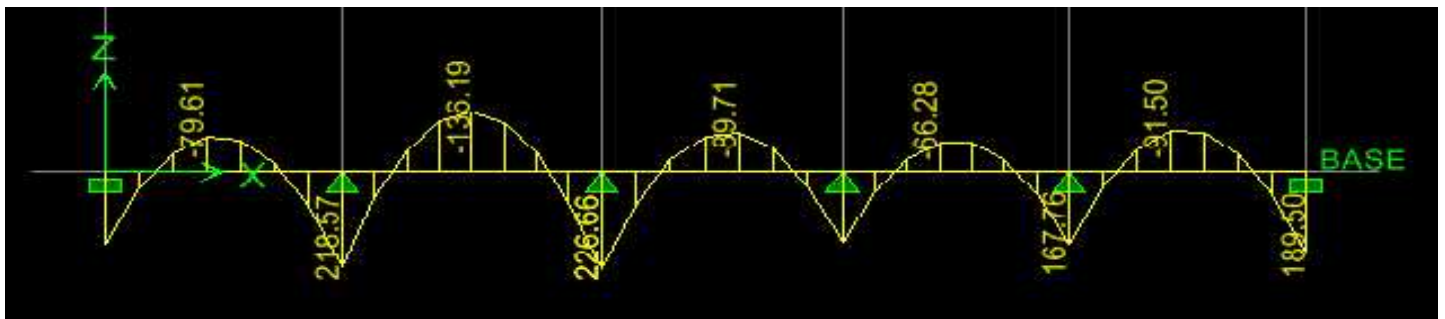


Fig VI.9 : diagramme des moments fléchissant à L'ELS (sens longitudinal).



Fig VI.10 : chargement simplifié pour l'effort tranchant à L'ELS (sens longitudinal).



Fig VI.11 : diagramme des efforts tranchant à L'ELS (sens longitudinal).

❖ ELU :

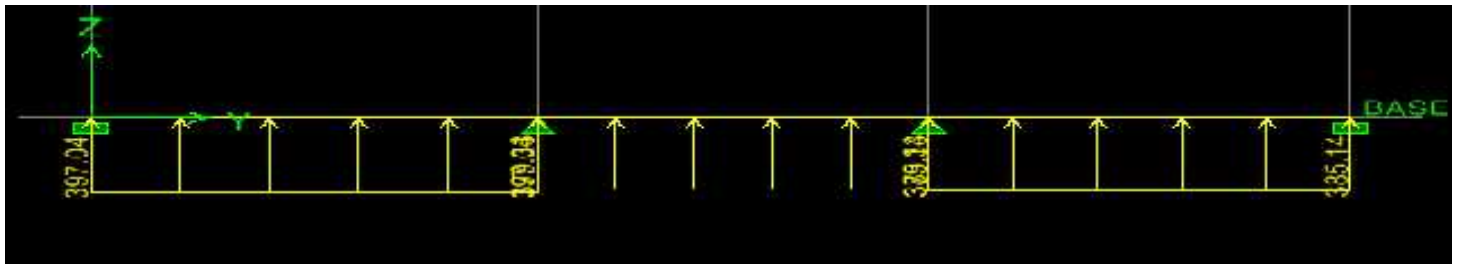


Fig VI.12: chargement simplifié pour les moments fléchissant à L'ELU (sens transversal).

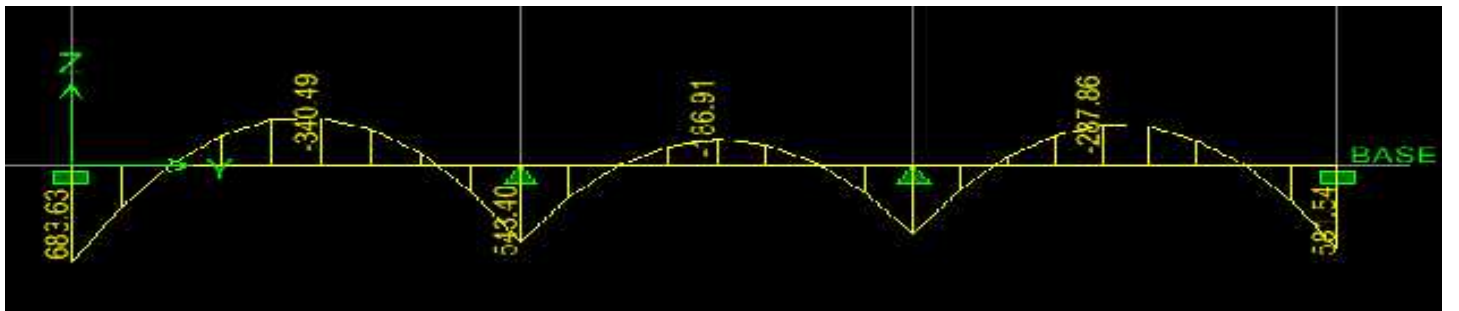


Fig VI.13: diagramme des moments fléchissant à L'ELU (sens transversal).



Fig VI.14 : chargement simplifié pour l'effort tranchant à L'ELU (sens transversal).

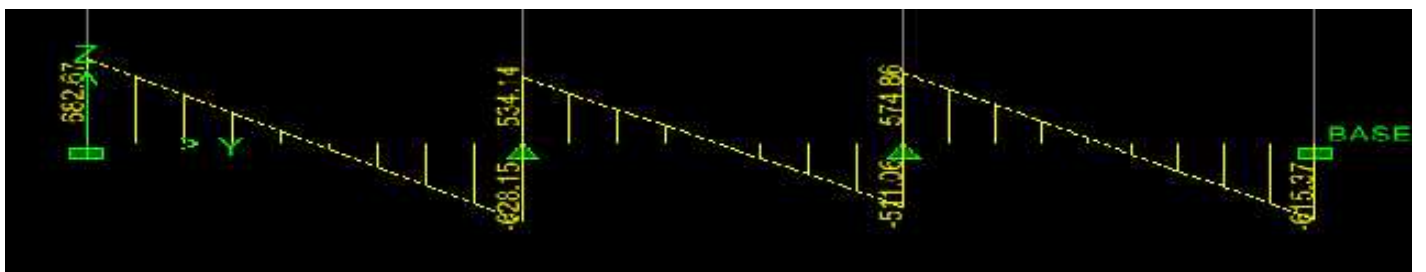


Fig VI.15 : diagramme des efforts tranchant à L'ELU (sens transversal).

❖ ELS :

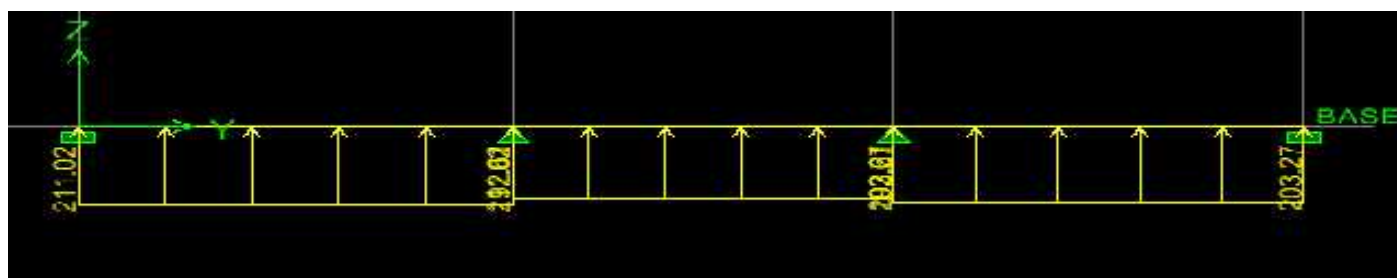


Fig VI.16 : chargement simplifié pour les moments fléchissant à L'ELS (sens transversal).

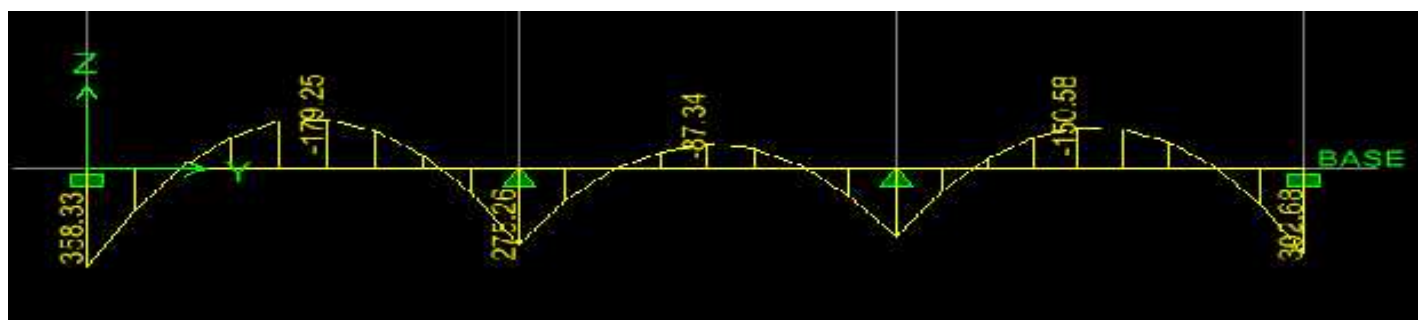


Fig VI.17 : diagramme des moments fléchissant à L'ELS (sens transversal).

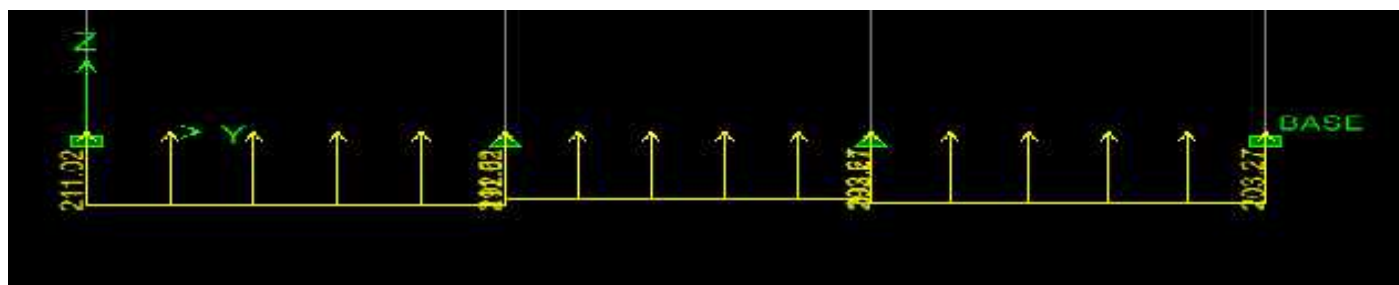


Fig VI.18 : chargement simplifié pour l'effort tranchant à L'ELS (sens transversal).

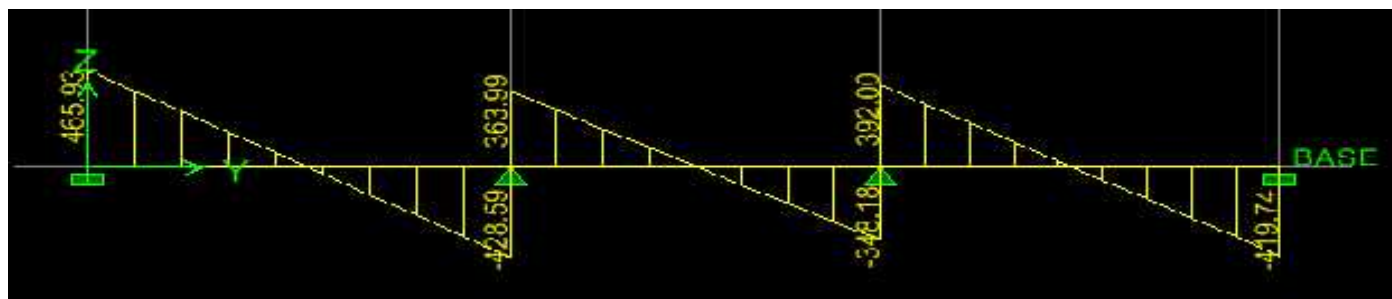


Fig VI.19 : diagramme des efforts tranchant à L'ELS (sens transversal).

➤ Sens longitudinal :

Sollicitations	ELU	ELS
Moments fléchissant	$M_{tu} = -199.12 \text{ KNxm}$	$M_{ts} = -136.19 \text{ KNxm}$
	$M_{au} = 331.65 \text{ KNxm}$	$M_{as} = 226.66 \text{ KNxm}$
Efforts tranchant	$T_u^{\max} = 441.89 \text{ KN}$	$T_s^{\max} = 300.69 \text{ KN}$

Tableau VI.6 : moments fléchissant et efforts tranchant dans le sens longitudinal (x-x).

➤ Sens transversal :

Sollicitations	ELU	ELS
Moments fléchissant	$M_{tu} = -340.49 \text{ KNxm}$	$M_{ts} = -179.25 \text{ KNxm}$
	$M_{au} = 683.63 \text{ KNxm}$	$M_{as} = 358.33 \text{ KNxm}$
Efforts tranchant	$T_u^{\max} = 682.67$	$T_s^{\max} = 465.93 \text{ KN}$

Tableau VI.7 : moments fléchissant et efforts tranchant dans le sens transversal (y-y).

VI.6.1. Ferrailage de la nervure :

1) Nervure longitudinale :

$b=50\text{cm}$; $d=75\text{cm}$; $f_{bc}=14.20 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{331.65 \times 10^6}{500 \times (750)^2 \times 14.2} = 0.083$$

$\mu=0.083 < \mu_l=0.392$ □ la section est simplement armée

$$\mu=0.083 \rightarrow \beta=0.956$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{331.65 \times 10^3}{0.956 \times 75 \times 348} = 13.30 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 Fil+4HA16 Chap = 16.08cm²

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{199.12 \times 10^6}{500 \times (750)^2 \times 14.2} = 0.050$$

$\mu=0.050 < \mu_l=0.392$ □ la section est simplement armée

$\mu=0.050 \rightarrow \beta=0.974$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{199.12 \times 10^3}{0.974 \times 75 \times 348} = 7.83 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 Fil+2HA16 Chap = 12.06 cm²

2) Nervure transversale :

b=50cm ; d=75cm ; f_{bc}=14.20 MPa ; σ_{st} = 348 MPa.

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_b} = \frac{683.63 \times 10^6}{500 \times (750)^2 \times 14.2} = 0.17$$

$\mu=0.17 < \mu_l=0.392$ □ la section est simplement armée

$\mu=0.17 \rightarrow \beta=0.906$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{683.63 \times 10^3}{0.906 \times 75 \times 348} = 28.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 Fil+10HA16 Chap = 30.16 cm²

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_b} = \frac{340.49 \times 10^6}{500 \times (750)^2 \times 14.2} = 0.085$$

$\mu=0.085 < \mu_l=0.392$ □ la section est simplement armée

$\mu=0.085 \rightarrow \beta=0.955$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{340.49 \times 10^3}{0.955 \times 75 \times 348} = 13.66 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 Fil+2HA16 Chap = 14.07 cm²

Le ferrailage adopté pour les nervures dans les deux sens est donné dans le tableau

Ci-dessous :

sens	zone	Mu (KNxm)	μ	β	obs	A _{st} (cm ²)	Choix d'armature	A _{adopté} (cm ²)
x-x	travée	199.12	0.050	0.974	SSA	7.83	4HA16 Fil+2HA16 Chap	12.06
	Appuis	331.65	0.083	0.956	SSA	13.30	4HA16 Fil+4HA16 Chap	16.08
y-y	travée	340.49	0.085	0.955	SSA	13.66	5HA16 Fil+2HA16 Chap	14.07
	Appuis	683.63	0.17	0.906	SSA	28.91	5HA16 Fil+10HA16 Chap	30.16

Tableau VI.8 : ferrailage adopté pour les nervures

➤ Armatures transversales :

Diamètre	$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{lm}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$ Soit $\varnothing=8\text{mm}$	
Espacement	Zone nodale	$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{lm} \right) = \min \left(\frac{80}{4}; 12 \times 1.6 \right)$ $\square s_t \leq \min (20; 19.20)$ $s_t : s_t = 10\text{cm}$
	Zone courante	$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm}$ $s_t : s_t = 15\text{cm}$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/Version 2003)		$A_m = 0.003 \times s_t \times b$ $A_m = 0.003 \times 10 \times 50$ $A_m = 1.5\text{cm}^2$ $\text{Soit } A_t=4\text{HA8}=2.01\text{cm}^2$

Tableau VI.9 : armatures transversales

✓ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouverte en dehors des zone armées.

Dans notre cas la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $\frac{3 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 0.80 \text{ m} = 2.40 \text{ cm}^2$

Soit donc : 2HA14=3.08 cm².

VI.6.2. vérifications à L'ELU :**a) condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{ct}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 75 \times 2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens longitudinale (x-x) :**

$A_{\text{adopté en appuis}} = 16.08 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ □ Condition vérifiée

$A_{\text{adopté en travée}} = 12.06 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ □ Condition vérifiée

✓ **Sens transversale (y-y) :**

$A_{\text{adopté en appuis}} = 30.16 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ □ Condition vérifiée

$A_{\text{adopté en travée}} = 14.07 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 4.53 \text{ cm}^2$ □ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{ct}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$$

✓ **Sens longitudinale (x-x) :**

$$T_u^m = 441.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b \times d} = \frac{441.89 \times 10^3}{50 \times 75} = 1.18 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ Sens transversale (y-y) :

$$T_u^m = 682.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b \times d} = \frac{682.67 \times 10^3}{5 \times 7} = 1.82 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.6.3. vérifications à L'ELS :

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

✓ Dans le béton :

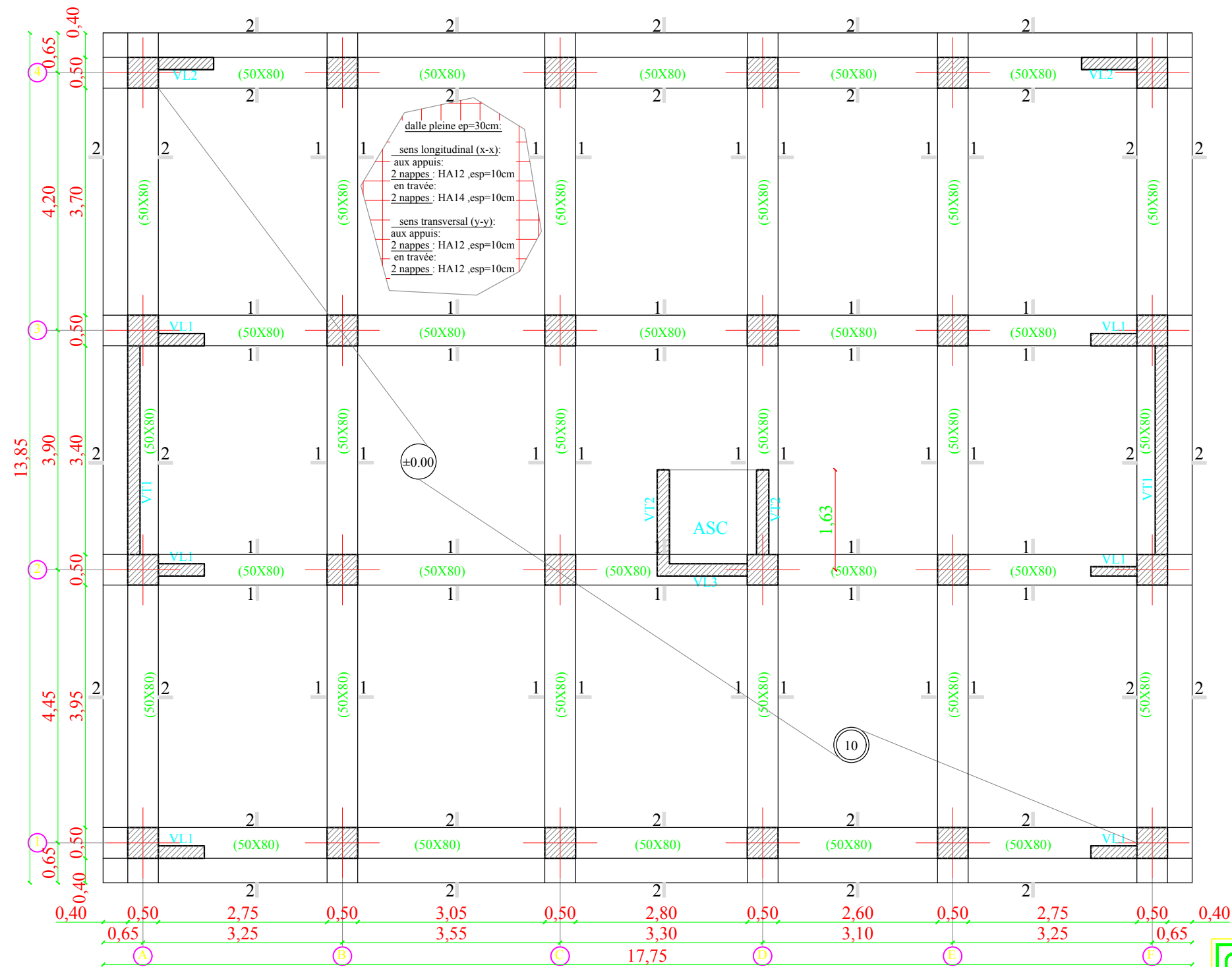
$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$$

Sens	Zone	A _{st} (cm ²)	M _s (KNxm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	observation
(x-x)	Appuis	16.08	226.66	0.429	0.900	35.00	208.83	348	5.97	15	C.V
	travée	12.06	136.19	0.322	0.911	41.18	165.30	348	4.014	15	C.V
(y-y)	Appuis	30.16	358.33	0.804	0.871	23.76	181.90	348	7.65	15	C.V
	travée	14.07	179.25	0.375	0.905	37.63	187.70	348	4.99	15	C.V

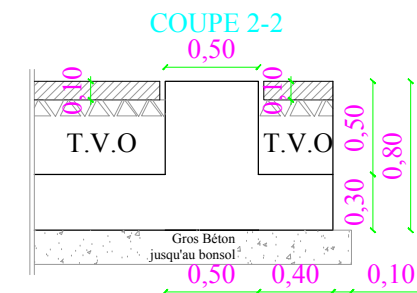
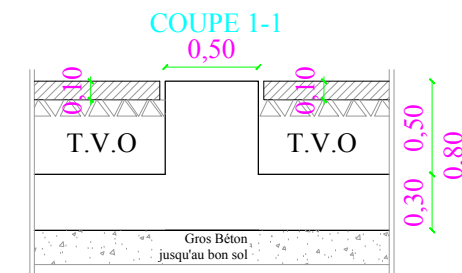
Tableau VI.10 : vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers à L'ELS.

Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées, donc le ferrailage adopté pour les nervures dans les deux sens est suffisant et voici-après les différents plans de ferrillages des fondations.



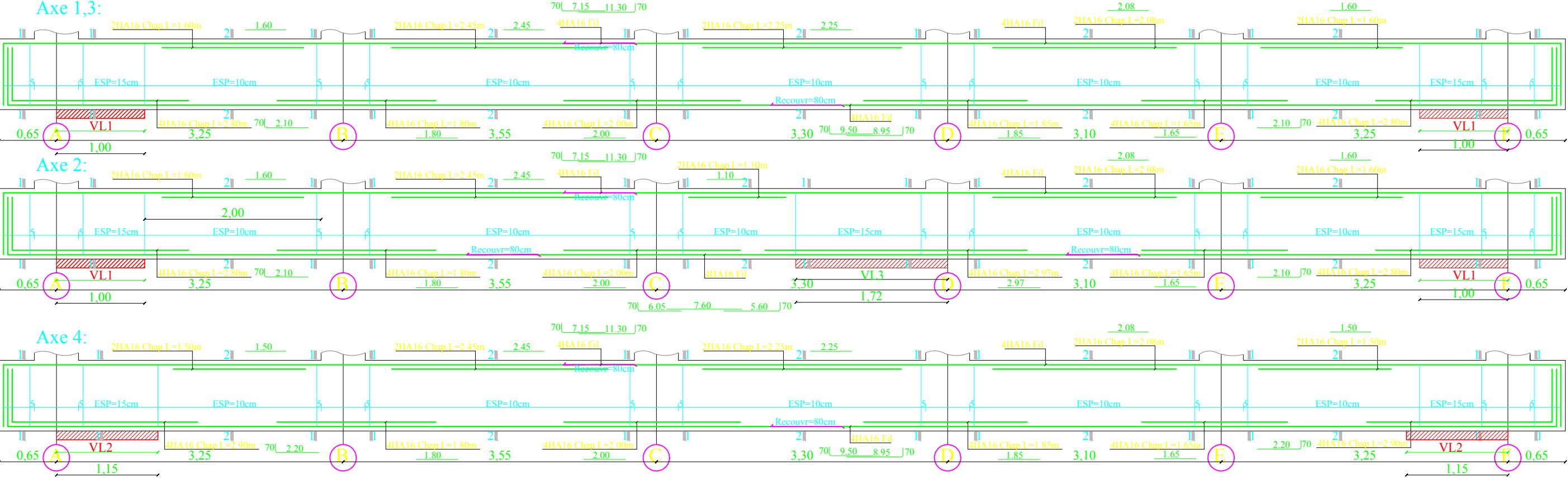
Coffrage des Fondations



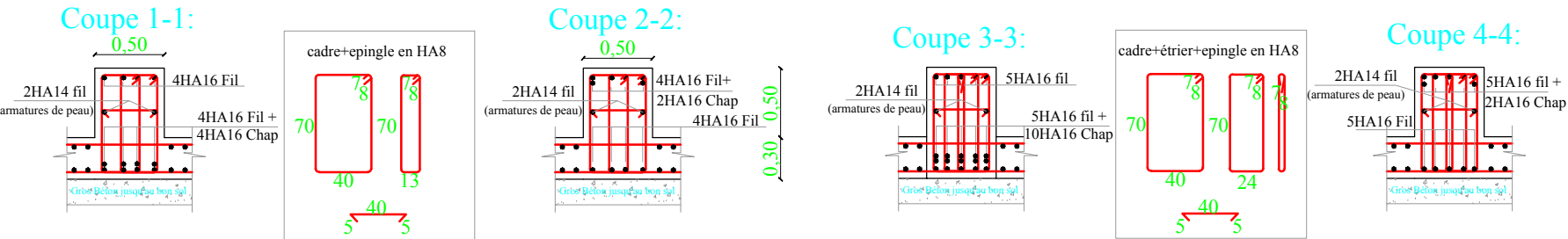
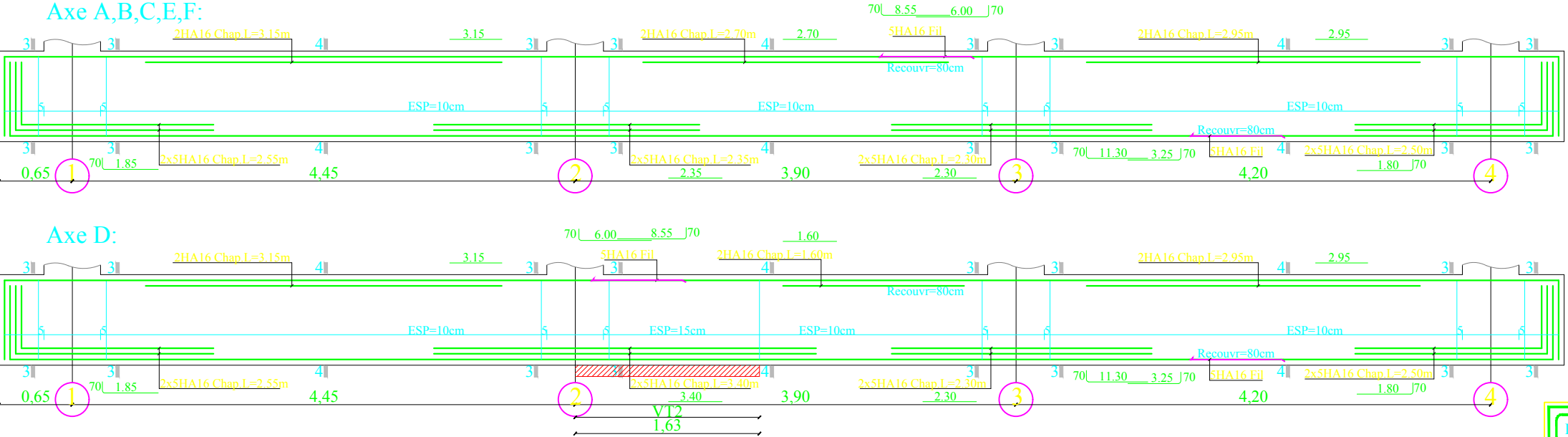
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce		
étudier par : - Mr LALMI SMAIL - Mr SFAIHI REZKI dirigé par : - Mr LOUZAI A	PLAN : - COFFRAGE DES FONDATIONS.	
promotion :2020-2021	ECHELLE: 1/25	N° planche:15/17

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES (50x80)

Sens longitudinal (x-x) :



Sens Transversal (y-y) :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce

étudier par :

- Mr LALMI SMAIL

- Mr SFAIHI REZKI

dirigé par :

- Mr LOUZAI A

Promotion :2020-2021

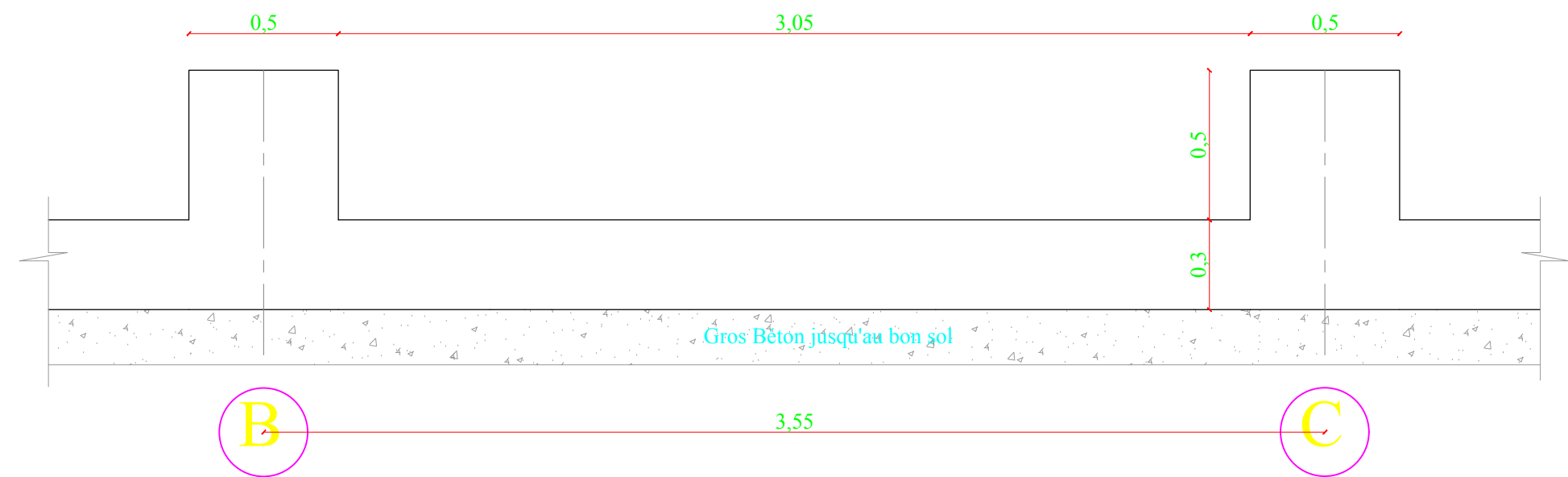
PLAN :

- COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES (50x80)

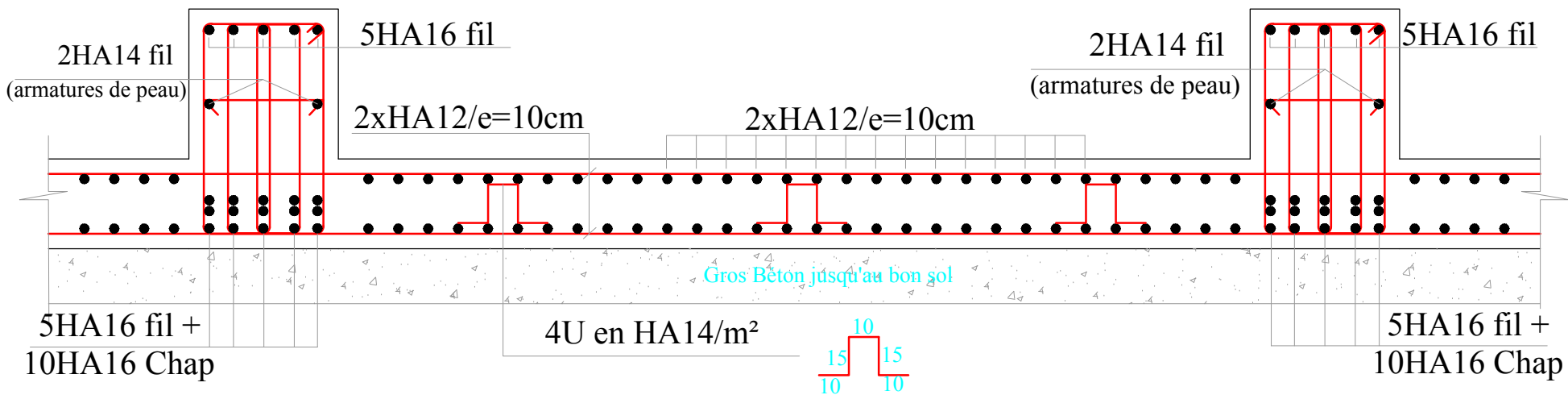
ECHELLE: 1/25

N° planche:16/17

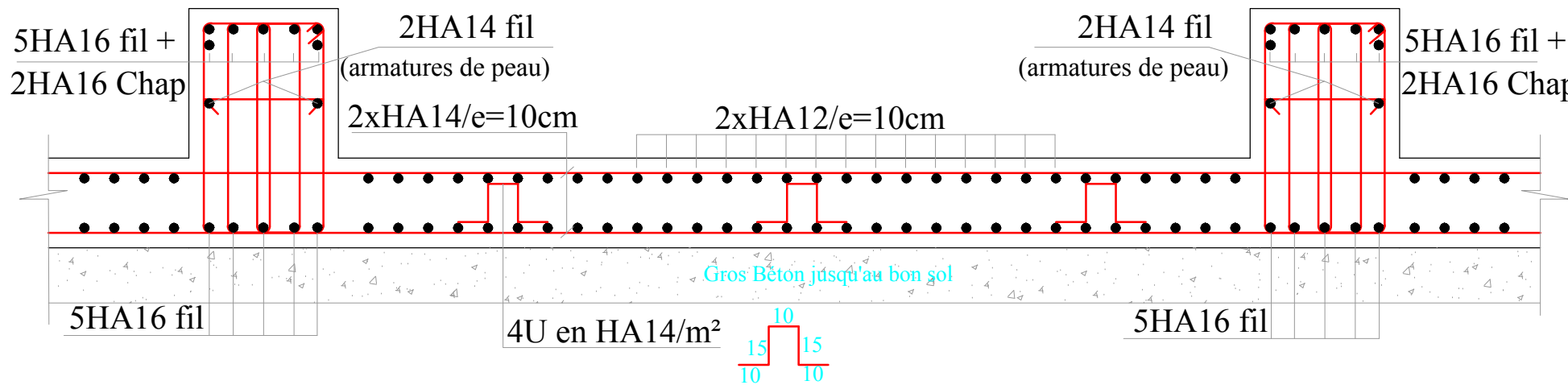
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE TABLIER



en appuis:



en travée:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
projet : bâtiment en +RDC +7étages+attique à usage d'habitation et commerce		
étudier par : - Mr LALMI SMAIL -Mr SFAIHI REZKI	PLAN : - COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE TABLIER	
dirigé par : -Mr LOUZAI A		
promotion :2020-2021	ECHELLE: 1/25	N° planche:17/17

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui a consisté en l'étude d'un bâtiment en R+7étages+ attique nous a permis de faire une synthèse assez objective des connaissances théoriques acquise au cours de notre cursus d'étude et d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvés via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception il est très important que l'ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin d'assurer une conception idéale à la fois en termes d'esthétique et sécurité vis-à-vis au séisme et économique.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui nous espérons qu'elle sera utile pour les promotions à venir.

Références bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougins).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.4
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL.
- WORD.
- AUTOCAD 2009.

Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.