

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE

De fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme

Master d'état en Génie civil

OPTION: CCI

Thème

**CALCUL D'UNE TOUR (R+8+2 S-SOLS) À
USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
AVEC APPLICATION DE L'ETABS(V9.7)**

Dirigé par :
M^{ME} BOUBRIT

Étudié par :
M^{elle} BELLEBIA Fatma
M^{elle} RAMI Kahina

Promotion 2011-2012

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme BOUBRIT, pour tous ses aides et les nombreux conseils éclairés qu'il n'a cessé de nous prodiguer, pour sa disponibilité, ses encouragements et son sérieux dans le travail afin de réaliser ce projet.

On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail en particulier :

- Le corps enseignant du département de génie civil.*
- Le personnel de la bibliothèque de génie civil.*

Nous vifs remerciements les plus sincères s'adressent aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

DEDICACES

Je dédie ce travail

A mes très chers parents, en témoignage de ma connaissance; qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances,

A mes très chères sœurs (Saliha, Zahia, Chérifa et Hayet)

A mes très chers frères (Ali, Idir, Hocine et Mouloud)

A toutes personnes qui me sont très chères (Leticia, Yahia,...et Ahmed)

A tous mes amis(ies) (Hassina, Fatima, Sabrina, Kahina ...et Djamel),

A toute la promotion Master (2011-2012).

BELLEBLIA Fatma

DEDICACES

Je dédie ce travail

A mes très chers parents, en témoignage de ma connaissance; qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances,

A mes très chères sœurs (Saliha ,faida,Samia.....)

A mes très chers frères (ferhat et Jugurtha)

A toutes personnes qui me sont très chères (Fetta,Alicia,Katia et Ferial)

A tous mes amis(ies),(Fatma,Sabrina,Hayat,Khaled...et Djamel),

A toute la promotion Master (2011-2012).

RAMI Kahina

Sommaire

<u>Chapitre I</u> : description de l'ouvrage	1
<u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments.....	16
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments.....	36
➤ L'acrotère.....	37
➤ Les planchers.....	46
➤ Les escaliers.....	87
➤ La poutre palière	107
➤ Les balcons	
-La poutre de chainage.....	113
➤ La salle machine.....	120
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation de la structure.....	131
<u>Chapitre V</u> : Vérification RPA.....	147
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des poutres.....	171
<u>Chapitre VII</u> : Ferrailage des poteaux.....	188
<u>Chapitre VIII</u> : Ferrailage des voiles.....	203
<u>Chapitre IX</u> : Etude de l'infrastructure.....	224
<u>Chapitre X</u> : Etude du mur plaque.....	253

Conclusion

Bibliographie

L'annexe

CHAPITRE I

DESCRIPTION DE

L'OUVRAGE

Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifié 99.

❖ Présentation de l'ouvrage :

✚ Description :

Ce projet qui nous a été proposé par le B.E.T HANTAL Boussad. Il consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R+8+2 S/SOL) à usage multiple et à ossature mixte contreventée par voiles et portiques

Cet ouvrage sera implanté à la willaya de TIZI-OUZOU, qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 -version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone II-a).

La présente étude va se porter sur la tour composée de :

- Deux sous sol à usage commercial.
- Un RDC à usage commercial.
- Un entre sol à usage bureautique.
- Sept étages courant à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

✚ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

- Longueur totale L =21.70m.
- Largeur totale en fondation L =10.40m.
- Largeur totale en élévation.....L =12.40m.
- Hauteur du sous sol 1 et 2H_{ss} =3.1m.
- Hauteur du RDC.....H_{rdc} = 3.89m.
- Hauteur de l'étage courantH_e =3.06m.
- Hauteur totaleH_{tot} = 34.57m.

❖ Différents éléments de l'ouvrage :

➤ Ossatures du bâtiment :

L'immeuble est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques (poteaux, poutres), leurs dispositions se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

✚ Voiles :

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

- Voiles de contreventements : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

✚ Portiques :

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

✚ Planchers :

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

Il y a deux types de planchers:

➤ Planchers en corps creux :

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

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

➤ Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues de réaliser des planchers, pour la salle machine de la cage d'ascenseur.

+ La maçonnerie :

- Murs extérieurs : Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur à l'extérieur et ainsi qu'à l'intérieur avec une lame d'air de 5 cm.



Figure mur extérieur .

- Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

+ Les escaliers :

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

Notre escalier comporte deux volées avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

+ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en béton armé.

+ Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- lâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade, cages d'escaliers et les locaux humides .
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

Les fondations :

Les fondations sont situées à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

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

Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution. Par ailleurs, ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Rentabilité du chantier.

Pour les portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

Règlements utilisés :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91** modifié en 99 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99** modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- **DTR.BC-22** (charges et surcharges d'exploitations).

- **Principes des justifications :** (*Art A1.2 BAEL 91 / 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 l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

✚ Les différents états limites :

➤ 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) ;

➤ Etats limite de service (ELS) :

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

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

❖ Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

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

On opte pour la contrainte admissible du sol égale 2,5 MPA.

❖ Le béton :

✚ Définition :

Le béton est un mélange dans les proportions préétablies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

➤ **Résistance à la traction f_{tj} :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Selon le BAEL91 (modifié99)}$$

D'où : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

➤ **Contrainte limite à la compression :**

• **ELU (Etat limite ultime):**

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{exprimé en [Mpa]}) \quad (\text{art A.4.3.41 BAEL 91}).$$

Avec :

γ_b : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'actions.

$\gamma_b = 1$ $t > 24\text{h}$.

$\gamma_b = 0.9$ $1 \text{ h} \leq t \leq 24\text{h}$.

$\gamma_b = 0.85$ $t \leq 1\text{h}$.

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

A : J = 28 jours et en situation courante [$\gamma_b = 1$, $\gamma_b = 1.5$, $f_{c28} = 25$].

$\gamma_b = 1.5$ en situation courante → $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle → $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$ ($t < 1\text{h}$ et $\gamma_b = 0.85$ pour

siesme).

Nous adoptons le diagramme parabole – rectangle défini ci-dessous :

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: compression pure avec (ε_{bc} raccourcissement du béton).
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$: compression avec flexion.

(I) : Etat élastique .

(II) :Etat plastique.

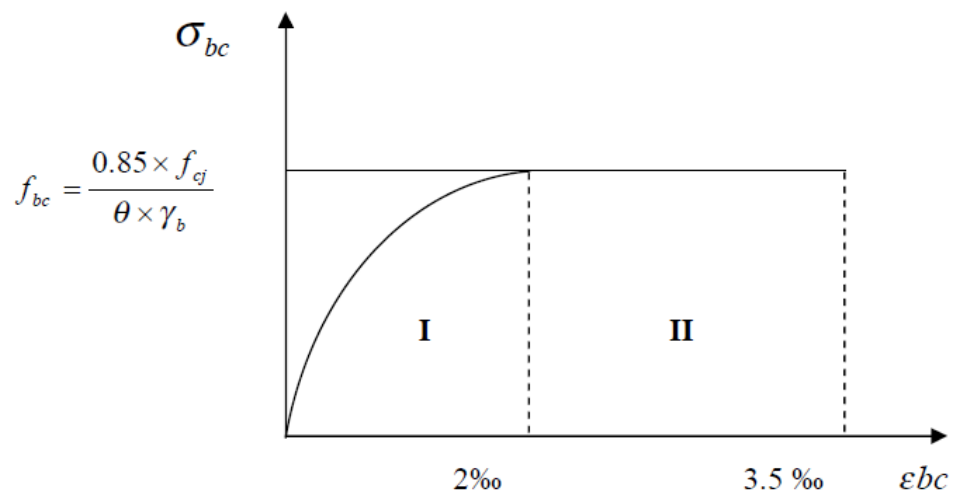


Fig : Diagramme contrainte déformation du béton

- **ELS (Etat limite de service) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des Structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

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

➤ **la contrainte limite de service à la compression :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

A 28 jours :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa} \quad [\text{ART/A.4.5.2. BAEL91}]$$

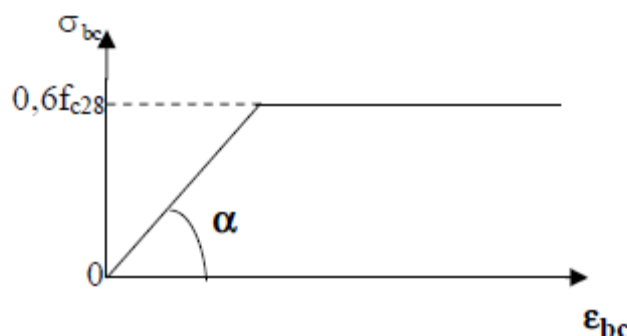


Fig : Diagramme contrainte - déformation à (ELS)

➤ **Contrainte limite de cisaillement :** [ART/A.5.1.21 BAEL91]

$\tau_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{Mpa})$ pour une fissuration préjudiciable.

$\tau_u = \min (0.10 f_{c28}, 4 \text{Mpa})$ pour une fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

✚ **Module d'élasticité longitudinale:**

Par définition le module d'élasticité est le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux sortes de modules :

➤ **Module d'élasticité instantanée** : [ART/A.2.1.21 BAEL91]

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA .}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA.}$$

Module d'élasticité différée : [ART/A.2.1.22 BAEL91] :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 20 \text{ MPA.}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu)$$

avec: $G = 13400 \text{ MPA.}$

E : module de Young,

ν : coefficient de Poisson

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

$\nu = 0.2$ béton non fissuré (ELS)

$\nu = 0$ béton fissuré (ELU)

Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans notre projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci- dessous :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ϕ] scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis soudé ($\Phi \leq 6$ mm)	TL 520	520	550	550	1,3	1

Tableau : Caractéristiques des aciers.

Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ Mpa .}$$

(Art II 1BAEL 99)

⚡ Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3 ($\nu = 0.3$).

✚ **Contrainte limite :**

➤ **Contrainte limite ultime ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 BAEL91).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Avec:} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99})$$

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier

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

➤ **Contrainte limite de service ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures, et cela en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible (BAEL 91/Art 4-5-32) :**

C'est le cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

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

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

- **Fissuration préjudiciable (BAEL 91/Art 4-5 -33) :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des

armatures est limitée à : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ct}} \right\}$

Avec η coefficient de sécurité :

$\eta = 1,0$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences si $\emptyset \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les hautes adhérences si $\emptyset < 6\text{mm}$

Les valeurs obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa pour les HA.}$$

- **Fissuration très préjudiciable (BAEL 91/Art 4.5.34) :**

C'est le cas d'un milieu agressif où doit assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_{t1}; 90 \sqrt{\eta f_{t1}} \right\}$$

Avec:

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$ Pour les RL.

$\eta = 1.6$ Pour les HA.

Les valeurs obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa pour les HA.}$$

✚ **Diagramme contrainte déformation :**

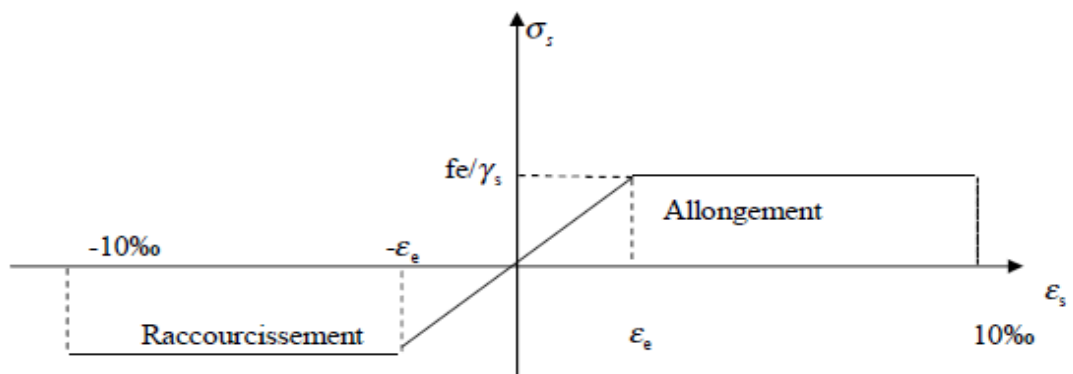


Fig 1.3 : Diagramme contrainte déformation

- σ_s : Contrainte limite de déformation de l'acier
- f_e : nuance de l'acier
- E_s : module d'élasticité longitudinale
- γ_s : Coefficient de sécurité

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figue suivante (art A2.2.2BAEL91)

✚ Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art 5.11})$$

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b_0 : largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0,1f_{ct28}, 3[\text{MPa}])$$

- Cas de fissuration très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0,1f_{ct28}, 4\text{MPa}).$$

✚ Protection des armatures : (art A.7-2 BAEL 91)

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés aux actions agressives (la mer, brouillards salins)

- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

- $C \geq 1\text{cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre $c= 3 \text{ cm}$.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure,

on va prendre $c= 2 \text{ cm}$.

CHAPITRE II

PRÉ-

DIMENSIONNEMENT

Introduction :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles .

les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la construction séparent deux niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Ils sont réalisés pour :

- Résister aux charges permanentes et surcharges mobiles.
- Isolation thermique.
- Supporter les plafonds.
- Transmettre les différentes charges aux éléments porteurs.
- Résister à l'incendie.

Ces planchers sont constitués de corps creux, associés à des poutrelles

Préfabriquées qui sont disposées suivant l'axe de la plus petite portée.

La hauteur du plancher sera déterminée par la condition :

$$h_t \geq L / 22.5$$

Avec:

h_t : hauteur totale du plancher.

L : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.

$$L = 445 - 40 = 405 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq 405 / 22.5 = 18 \text{ cm on prend } h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$$

Avec: Epaisseur du corps creux: 16 cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4cm

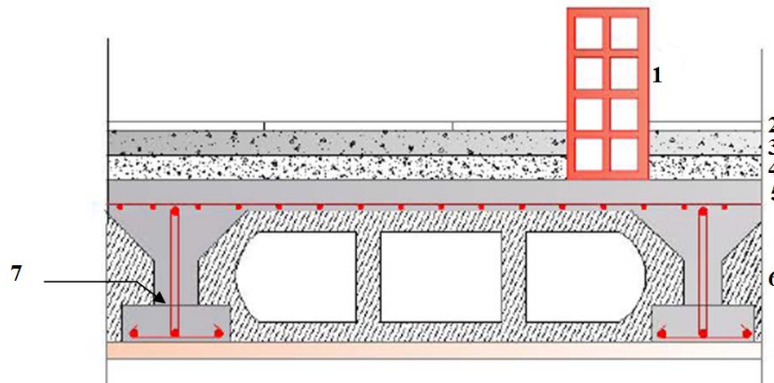


Fig : Schématisation du plancher à corps creux.

- 1) Mur de séparation.
- 2) Revêtement en carrelage.
- 3) Mortier de pose.
- 4) couche de sable.
- 5) Corps creux.
- 6) Enduit ciment.
- 7) Poutrelle.

✚ **Les dalles pleines :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p \geq L / 10 .$$

✚ **Les balcon :**

Dans notre cas ils sont réalisés en corps creux

❖ Les poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refends auxquels elles transmettent les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA99 version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$.

2- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$. (RPA 99 . Art 7.5.1)

3- Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

4- $b_{\max} \leq 1,5 + b_1$.

✚ Poutres principales :

C'est des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis.

➤ Hauteur :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \quad (\text{Art A.4.14 BARL 91})$$

Avec :

L_{\max} : Portée libre dans le sens considéré.

h_t : Hauteur de la poutre principale.

$$L_{\max} = 500 - 0.4 = 460 \text{ cm} .$$

$$460/15 \leq h_t \leq 460/10 \quad \Rightarrow \quad 30.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm} .$$

On opte pour : $h_t = 40 \text{ cm}$.

➤ Largeur :

La largeur des poutres est déterminée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

- **Remarque :**

Pour des raisons pratiques ,et pour amené a adopter la valeur de « b=30cm».

D'où : la section des poutres principales est : (30x40) cm².

- **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5, 1)**

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

$h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h_t/b = 40/30 = 1,33 < 4$ Condition vérifiée .

- ✚ **Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles qui assurent le chainage.

- **Hauteur :**

$$L_{max} / 15 \leq h_t \leq L_{max} / 10$$

avec :

$$L_{max} = 445 - 40 = 405\text{cm} .$$

$$405/15 \leq h_t \leq 405/10 \Rightarrow 27\text{cm} \leq h_t \leq 40.5\text{cm}$$

On opte pour : $h_t = 35\text{cm}$.

- **Largeur :**

La largeur des poutres secondaires est donnée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$\Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On opte pour : $b = 30\text{cm}$ (même remarque que précédemment)

La section des poutres secondaires est : (30 x 35) cm².

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5, 1)**

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

$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

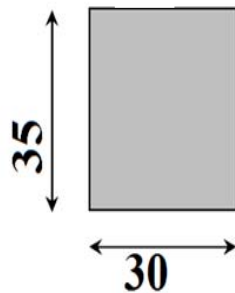
$h_t/b = 35/30 = 1,17 < 4$ Condition vérifiée.

Conclusion :

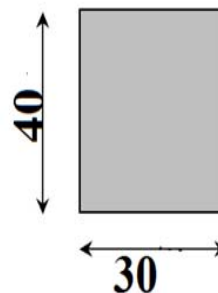
On adoptera des poutres dont les dimensions sont les suivantes :

Poutres principales : $h_t = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $h_t = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.



Poutres secondaires



poutres principales

Coupes des poutres principales et secondaire

❖ Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section transversale du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$\overline{A_p} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : effort de compression repris par les poteaux .

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente .

Q : surcharge d'exploitation .

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte limite de service du béton en compression .

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa.}$$

Selon le **(RPA 99(version 2003), A 7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Remarque : L'effort normal «N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Pour déterminer les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q nous allons nous référer au DTR B.C.22 [4]

Localisation du poteau le plus sollicité : elle est représentée dans la figure ci-dessous :

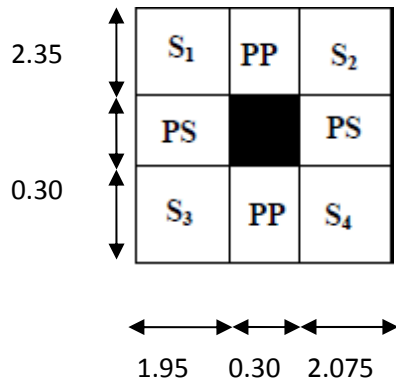


Fig. : Localisation du Poteau F2

✚ **Evaluation des charges permanentes :**

➤ **les Planchers :**

On a deux types de planchers :

• **Plancher terrasse :**

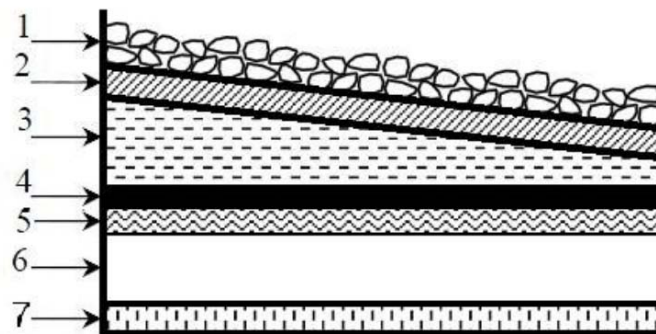


Figure : Coupe verticale d'un plancher terrasse .

Tableau : Charges permanentes du plancher terrasse:

N°	Désignation	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Formes de pentes	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle à corps creux	0.16+0.04	14	2.8
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				G_t=05.68

Plancher d'étage courant :

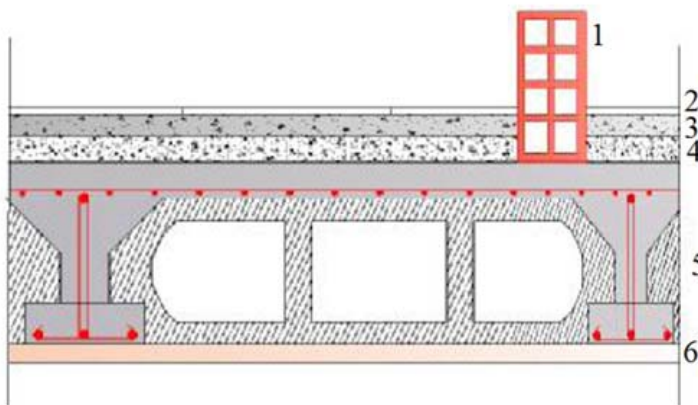


Figure :schematisation du plancher d'étage courant.

Tableau : Charges permanentes du plancher d'étage courant:

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Cloison en brique creuse+enduits	12	9.16	1.1
2	Revêtement carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	22	0.44
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
6	Enduit sous plafond	2	10	0.20
G Total				5.34

G=5.34 KN / m²

➤ **Dalle pleine:**

Tableau : Charges permanentes de la dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur(cm)	ρ (KN / m3)	G (KN / m2)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.44
3	Couche de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
G_{total}				5.34

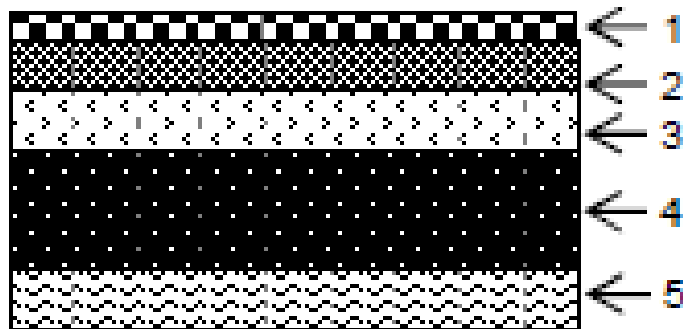


Figure : Schématisation de la dalle pleine.

➤ **Les Murs :**

- **Murs extérieurs :**

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

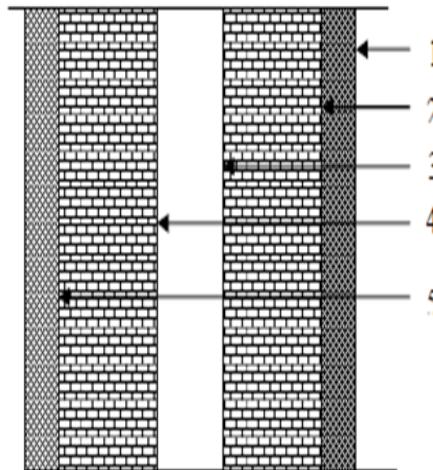


Figure : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau : Charges permanentes des murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.9
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
G Total				2.36

$$G = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

- **Murs intérieurs** : Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

Tableau : Charges permanentes des murs intérieurs:

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	10	09	0.9
3	Enduit plâtre	2	10	0.2
G Total				1.3

$$G = 1.3 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **L'acrotère :**

La hauteur de l'acrotère est $h_t = 50$ cm.

Calcul de la charge permanente G :

$$G = r \times S_{\text{acrotère}}$$

$$G = 25 \times \left[(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] = 1.462 \text{ KN/ml.}$$

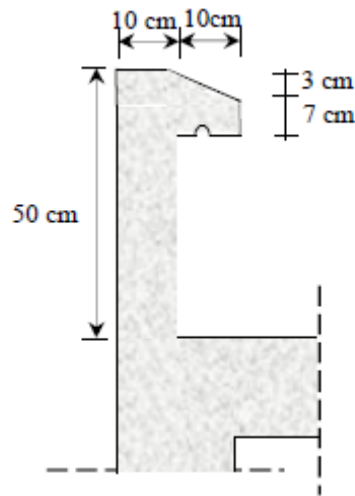


Fig : Coupe verticale de l'acrotère

❖ **Les surcharges d'exploitations :**

- Plancher terrasse..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant..... $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher du RDC et S/Sol (boutiques)..... $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Porte à faux..... $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$.
- Escaliers desservants les différents étages..... $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$.
- Acrotère..... $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.
- Balcon..... $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Loi de dégression des surcharges :**

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Q_0	Q_1	Q_0	
	Q_2	Q_0+Q_1	
	Q_3	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.	
	Q_4	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.	
	Q_5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.	
	Q_6	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.	
	Q_7		
	Q_8	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$	pour $n \geq 5$.
	Q_9		
	Q_{10}		
	Q_{11}		
	Q_{12}		

Figure : la loi de dégression de surcharge.

❖ **Descente de charges :**

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

Dans notre cas, on dimensionne le poteau F2 (voir plan).

La section du poteau est choisie selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_s}{A_p} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

N_s : effort normal.

A_p : section de poteau.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite admissible du poteau à la compression ($\sigma_b=15\text{Mpa}$)

On fait la descente de charges à l'ELS avec la combinaison : $N = G + Q$

Et on prend :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

✚ **Surface revenant au poteau F2: (voir fig).**

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

$$S_1 = S_3 = (2.35 \times 1.95) = 4.58 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = S_4 = (2.35 \times 2.08) = 4.89 \text{ m}^2 .$$

$$S = (2 \times 4.58) + (2 \times 4.89) = 18.94 \text{ m}^2.$$

✚ **Poids propre du plancher terrasse :**

$$P_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 18.94 = 110.42 \text{ KN}.$$

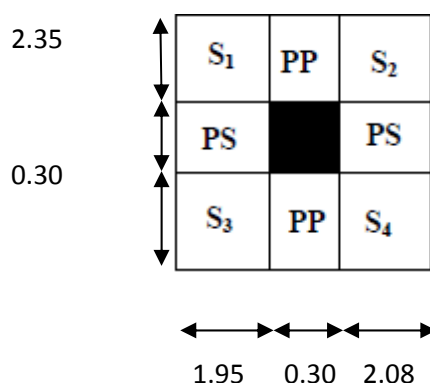
✚ **Poids propre du plancher étage courant :**

$$P_{pc} = G_c \times S = 5.34 \times 18.94 = 101.14 \text{ KN}.$$

❖ **Poids propres des poutres :**

✚ **Poutres principales :** $P_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 4.03) \times 25 = 12.09 \text{ KN}.$

✚ **Poutres secondaires :** $P_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 4.7) \times 25 = 12.34 \text{ KN}.$



Donc : Le poids total des poutres :

$$P_{tot} = P_{p,p} + P_{ps} . \qquad P_{tot} = 24.43 \text{ KN}.$$

❖ Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression:

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	ENTRE SOL	RDC	S/SOL 1	S/SOL2
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.636

On calcul la surface total :

$$\text{Surface Total} = 4.33 \times 5 = 21.65 \text{ KN.}$$

$$S_t = Q_0 = 1 \times 21.65 = 21.65 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + Q_1 = 21.65 + (18.94 \times 1.5) = 50.06 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 75.629 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 98.357 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 118.244 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 135.29 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 149.495 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 163.643 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{entre sol}} = Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 190.803 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{RDC}} = Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 217.168 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{S/SOL1}} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 230.937 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{S/SOL2}} = Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 244.498 \text{ KN.}$$

Charges permanentes						Charge d'exploitation			Effort tranchant	Section (cm2)		
Niv	Poids plancher (KN)	Poids poteau (KN)	Poids poutre	G (KN)	Gc (KN)	coeff	Q (KN)	Qc (KN)	N = Gc+Qc	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée	observation
7	110.42	0.00	24.43	134.85	134.85	1	21.65	21.65	156.5	104.33	30X30	vérifiée
6	101.14	6.89	24.43	132.46	267.31	1	50.06	71.71	339.02	226.01	30X30	vérifiée
5	101.14	6.89	24.43	132.46	399.77	0.95	75.629	147.339	547.109	364.74	30X30	vérifiée
4	101.14	6.89	24.43	132.46	532.23	0.90	98.357	245.696	777.926	518.62	35X35	vérifiée
3	101.14	6.89	24.43	132.46	664.69	0.85	118.244	363.94	1028.63	685.75	35X35	vérifiée
2	101.14	6.89	24.43	132.46	797.15	0.80	135.29	499.23	1296.38	864.25	35X35	vérifiée
1	101.14	6.89	24.43	132.46	929.61	0.75	149.495	648.725	1578.335	1052.22	40X40	vérifiée
ENTRE SOL	101.14	6.89	24.43	132.46	1062.07	0.714	163.643	812.368	1874.438	1249.62	40X40	vérifiée
RDC	101.14	8.75	24.43	134.32	1196.39	0.666	217.168	1029.54	2225.93	1483.95	40X40	Vérifiée
S/SOL1	101.14	6.77	24.43	132.34	1328.73	0.65	230.937	1260.48	2589.21	1726.14	45X45	Vérifiée
S/SOL2	101.14	6.77	24.43	132.34	1461.07	0.636	244.498	1504.98	2966.05	1977.37	45X45	Vérifiée

Tab : Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau F2 .

❖ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA:(Art7.4.1) :**

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

<i>Poteaux</i>	<i>Conditions exigées par RPA</i>	<i>Valeur calculée et vérification</i>	<i>Observation</i>
30 × 30	Min (b , h) ≥ 25 cm	Min (b , h) = 30 ≥ 25 cm	Condition Vérifiée
	Min (b , h) ≥ $\frac{h_f}{20}$	$\frac{h_f}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 30\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	
35 × 35	Min (b , h) ≥ 25 cm	Min (b , h) = 35 ≥ 25 cm	Condition Vérifiée
	Min (b , h) ≥ $\frac{h_f}{20}$	$\frac{h_f}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40 × 40	Min (b , h) ≥ 25 cm	Min (b , h) = 40 ≥ 25 cm	Condition Vérifiée
	Min (b , h) ≥ $\frac{h_f}{20}$	RDC : $\frac{h_f}{20} = \frac{389}{20} = 19.45 < 40\text{cm}$ $\frac{h_f}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 40\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45 × 45 SOUS SOL	Min (b , h) ≥ 25 cm	Min (b , h) = 45 ≥ 25 cm	Condition Vérifiée
	Min (b , h) ≥ $\frac{h_f}{20}$	$\frac{h_f}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 < 45\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	

Les sections adoptées sont :

- (30 x 30) : pour les niveaux 5, 6, 7.
- (35 x 35) : pour les niveaux 2, 3, 4.
- (40 x 40) : pour le niveau 1.
- (40 x 40) : pour le RDC et l'entre sol.
- (45x 45) : pour les 2 S/Sol.

❖ **Vérification 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 que l'élancement $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 30$.

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 ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

• **Les Vérification :**

Poteau (30×30) : $L_0 = 306 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 24.73 < 30$.

- Poteau (35×35) : $L_0 = 306 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 21.20 < 30$.
- Poteau (40×40) : $L_0 = 306 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 18.55 < 30$.
- Poteau (40×40) : $L_0 = 389 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 23.58 < 30$.
- Poteau (45×45) : $L_0 = 301 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 16.21 < 30$.

• **Conclusion :** La condition de stabilité des poteaux au flambement est vérifiée.

❖ **Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, constitués par une série de murs porteurs pleins. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

✚ **Épaisseur du voile (Art 7.7.1 /RPA 99 version 2003) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

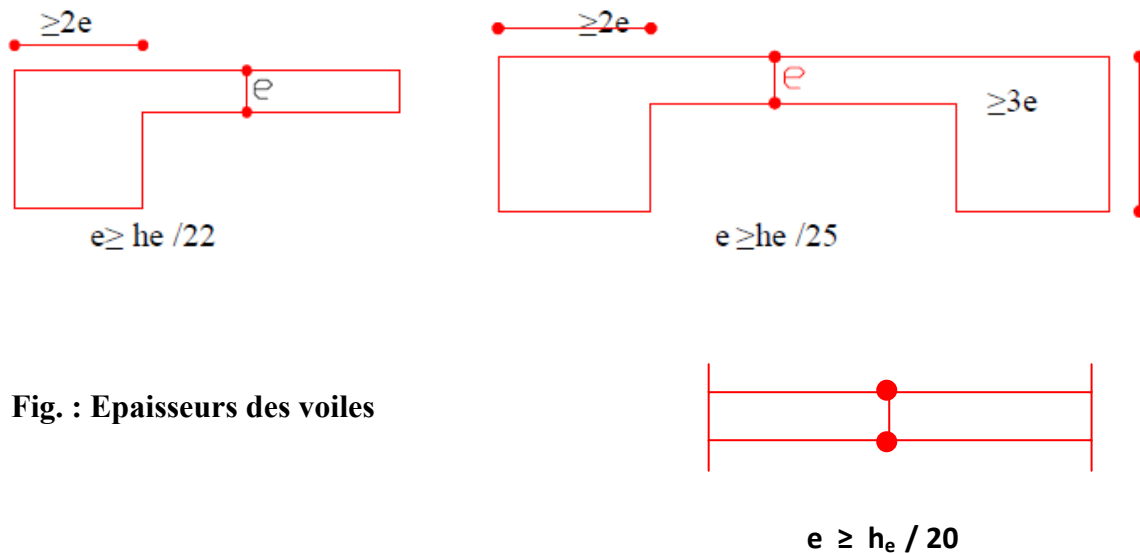


Fig. : Epaisseurs des voiles

$$e \geq \max (h_e / 25, h_e / 22 , h_e / 20) = h_e / 20$$

Pour le RDC On a:

$$h_e = h - e_p .$$

Avec: $e_p = 20 \text{ cm}$

Donc: $h_e = 389 - 20 = 369 \text{ cm} .$

$$e \geq h_e/20 \rightarrow e \geq 369/20 = 18.45 \text{ cm} .$$

$$\rightarrow e = 20 \text{ cm} .$$

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

- Sont considérés comme voiles de contreventement, Les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a . \quad \text{avec :} \quad L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

- L'ouvrage est implanté à TIZI OUZOU , zone de moyenne Sismicité (II-a) l'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm} .$$

CHAPITRE III

CALCUL DES

ELEMENTS

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolés sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99).

❖ Acrotère :

✚ Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural de la structure (il ne fait pas partie du système de contreventement). Il assure la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcul sous l'effet de :

- L'effort normal G dû à son poids propre.
- La poussée Q due à la main courante.
- L'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

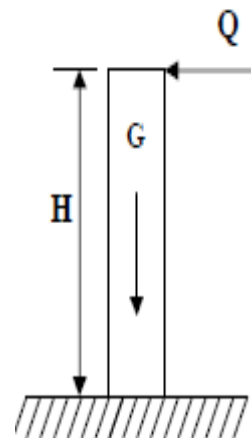
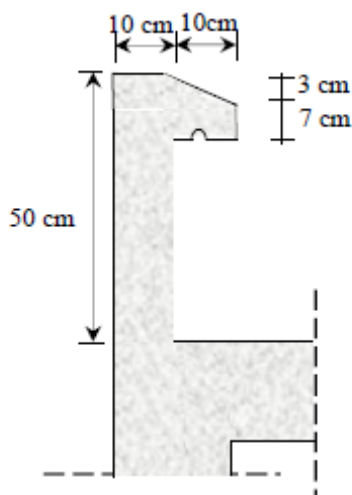


Fig .. Coupe verticale de l'acrotère

Fig .. Schém statique

➤ **Les sollicitations :**

- Effort normal dû au Poids propre $G : G = \rho .S.1m$

Avec :

ρ : masse volumique du béton = 2500kg/m³ = 25KN/m³.

S : section de l'acrotère.

$$G = 25 [(0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) - (0,03 \times 0,1 \times 0,5)] = 1.4625 \text{ KN/ml}$$

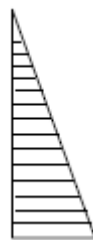
- Surcharge due à la poussée latérale $Q : Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement M_Q dû à $Q : M_Q = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$
- Effort normal dû au poids propre $G : N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.4625 \text{ KN}$
- Effort tranchant dû à la surcharge $Q : T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à $G : M_G = 0$



1.4625 KN

Diagramme du l'effort

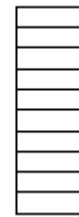
normal



0.5 KN

Diagramme du moment de

renversement



T=Q=1 KN

Diagramme du l'effort

tranchant

❖ **Les combinaisons de charges :**

✚ **A L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.4625 = 1.9744 \text{ KN} \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✚ **A L'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G + N_Q = 1.4625 \text{ KN} \\ M_s = M_G + M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

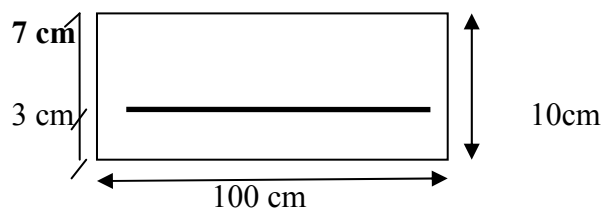
❖ **Ferraillage :**

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

• **Remarque :**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression N et un moment de flexion M.

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10\text{cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.



✚ **Calcul à L'ELU :**

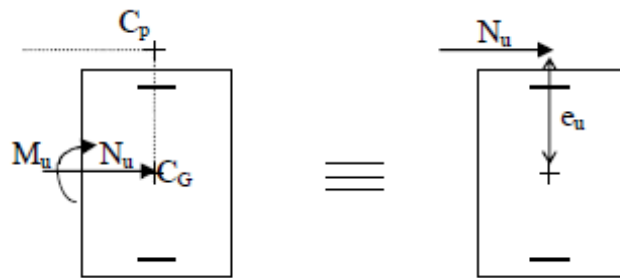
➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = 0.75 / 1.9744 = 0.3799 \text{ m} .$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 0.02\text{m} .$$

$$\Rightarrow e_u \gg a$$

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



Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section limitée par les armatures ; N est un effort de compression neutre à l'extérieur. \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif. Puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.75 + (1.9744 \times 0.02) = 0.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_f = 0.7895 \text{ KN m.}$$

• **Moment réduit:**

$$f_{bu} = \frac{0.95 f_c 28}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.7895 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0113 < \mu_l = 0.392.$$

$$\mu = 0.0113 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée} \Rightarrow \beta = 0.9945.$$

• **Armatures fictives :**

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.7895 \times 10^3}{0.9945 \times 7 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

✚ **Calcul en flexion composée :**

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

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

$$A_u = 0.32 - \frac{1.9744 \times 10}{348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Les vérifications à l'ELU :**

✚ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :** (Art A-4.2.1 BAEL 91)

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right] \quad \text{avec :}$$

$$e_s = M_s / N_s = 0.5 / 1.4625 = 0.3419 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad \text{D'où :}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{34.19 - (0.445 \times 7)}{34.19 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{min} .

$$A = A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{adopté} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.10}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 12\text{cm}.$$

✚ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1 / BAEL 91).

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau = \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{ctk}}{V_u} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

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

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

Avec :

V_u : effort tranchant

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{10^{-2} \times 7} = 0.02143 \text{ MPa} \leq \tau = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement = 1.5 (Acier de haute adhérence).

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

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

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

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

n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm} \quad (\text{Art 1.2.2, BAEL 91})$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

✚ **Dans les aciers :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ctk}}) \right] = 201.6 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\sigma} = 201.6 \text{ [MPa]}$$

Avec : $\eta = 1.5$ pour HA

Alors :

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

$$\text{Calcul : } \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.251.$$

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^8}{0.920 \times 7 \times 2.01} = 33.8 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_s = 33.8 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ **Dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

Avec : $k = 0.021$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$= 0.021 \times 33.8 = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.71$$

- **Conclusion :**

$\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

- **Vérification de l'acrotère au séisme :** (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (Zone IIa) .

C_p: Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires $C_p = 0.3$.

w_p: poids propre de l'élément. $w_p = 1.53$ KN/ml .

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.53 = 0.2754 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

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

- **Vérification de l'écartement dans les barres :**

- **Armature verticale :**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{2h, 25\text{cm}\} = 20\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min\{2h, 25\text{cm}\} = 20\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au flambement :**

• **Calcul de l'élanement:**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

avec :

λ : Élanement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\lambda = \frac{1 \times \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 34.65$$

• **vérification à l'élanement :**

$$\lambda = 34.65 \leq 50 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

❖ **PLANCHERS :**

➤ **Calcul des planchers :**

➤ **Planchers en corps creux :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T ,elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes de poutrelles est de 65 cm
- Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant thermique .
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :

➤ **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 TLE520 ; dont $\varnothing \leq 6\text{mm}$ et les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

➤ **Calcul des armatures :**

• **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} \quad \text{avec } , \quad l : \text{Distance entre axes des poutrelles.}$$

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

$$\text{Espacement } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T4 / \text{ml} = 0.63 \text{ cm}^2 ; \text{ avec un espacement } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

• **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

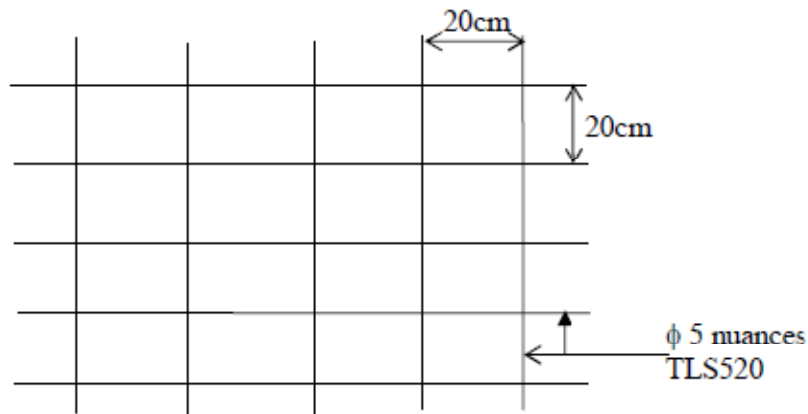
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 4T4 / \text{ml} = 0.49 \text{cm}^2 ; \text{ avec un espacement } e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

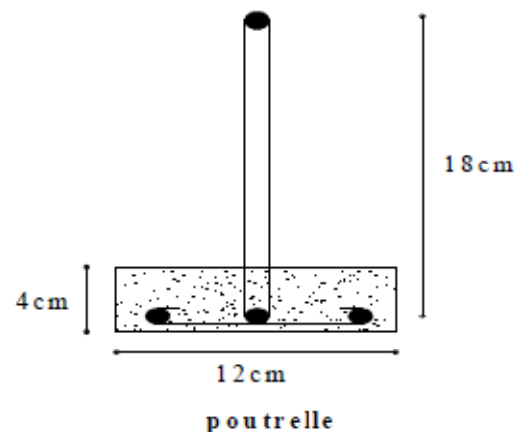
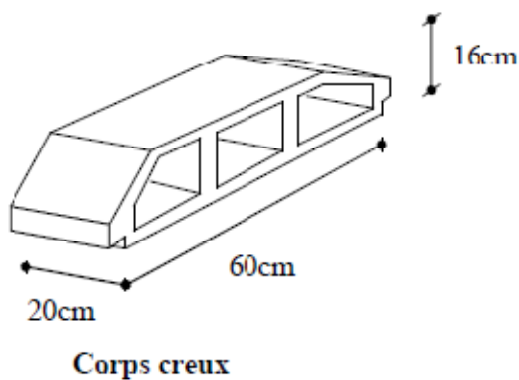
D'après les diamètres disponibles sur le marché, on adopte :

$$\text{Pour : } A_{\perp} = A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Espacement} = 100/5 = 20 \text{cm}$$

Le treillis soudé utilisé : TLS 520



Treillis soudé (20×20)



✚ Etude des poutrelles :

Dans notre bâtiment nous avons un type de poutrelles à étudier, qui sont :

- 1) Poutrelles des planchers à six travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

➤ Charges permanentes :

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

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

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

➤ Charges d'exploitation (surcharge) :

-Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : $Q = 1 \text{KN} / \text{ml}$

➤ **Combinaison de charges à l'ELU :**

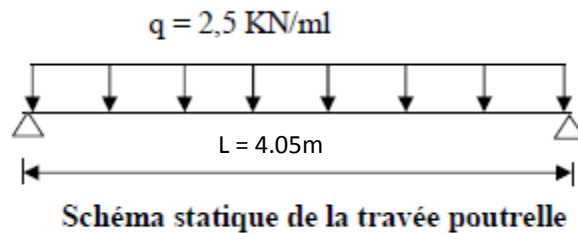
$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN}$$

➤ **Calcul du moments en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.05)^2}{8} = 5.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.05}{2} = 5.06 \text{ KN}$$



➤ **Calcul des armatures :**

• **Calcul de μ_b :**

$$\mu_b = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.12 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.51 \Rightarrow \text{Section doublement armée.}$$

NB : Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120cm.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis

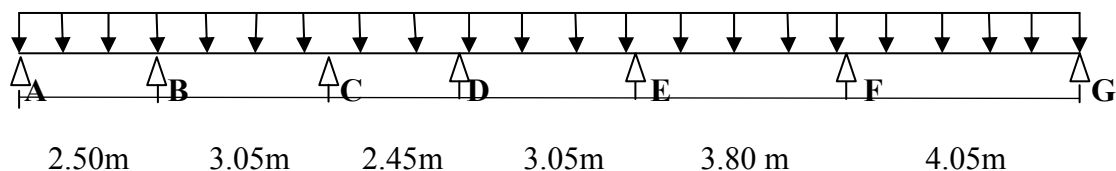
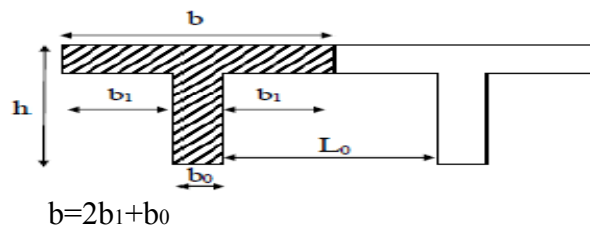


Schéma statique de la poutrelle

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions : (BAEL art A.4.1.3).

➤ **Largeur de la table (b) :**



$2b_1$: Les débords

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$h = 20$ cm

$$b_1 \leq \left\{ \min \left[\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right] \right\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 405 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{40.5, 26.5, 32\} = 26.5 \text{ cm}$$

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

❖ **Plancher a usage commercial :**

✚ **Détermination des charges revenant à la poutre :**

➤ **Charges permanentes G :**

$$G = G_p \times b = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges exploitation Q:**

$$Q = Q_p \times b = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 2.28$

$$q_u = 8.10 \text{ KN/ml}$$

ELS: $q_s = G + Q = 3.47 + 2.28$

$$q_s = 5.75 \text{ KN/ml .}$$

✚ Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ **Méthode de calcul** : 1^{er} choix

- **Méthode forfaitaire :**

- **Domaine d'application :**

- ✓ La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

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

$$Q=2.28 \text{ KN/ml} \leq \max \{2x 3.47=6.94\text{KN/ml} ; 5\text{KN/m}\} \text{ condition vérifiée.}$$

⇒ La condition est vérifiée.

- ✓ Bâtiment à usage d'habitation → fissuration non préjudiciable.

⇒ La condition est vérifiée.

- ✓ La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections.

⇒ La condition est vérifiée.

- ✓ Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

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

$$\frac{2.50}{3.05} = 0.82 \quad \frac{3.05}{2.45} = 1.24 \quad \frac{2.45}{3.05} = 0.80 \quad \frac{3.05}{3.80} = 0.80 \quad \frac{3.80}{4.05} = 0.94$$

⇒ La condition est vérifiée.

- **Conclusion** : la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

- **Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99) :**

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

- ✓ **Exposé de la méthode :**

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

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée isostatique $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Dont L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max \left\{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ 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 à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3 M_0$.

✓ **Application de la méthode :**

- **Calcul du rapport des charges α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.28}{2.28+3.47} = 0.40$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.10 \times (2.50)^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.10 \times (3.05)^2}{8} = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.10 \times (2.45)^2}{8} = 6.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.10 \times (3.80)^2}{8} = 14.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{8.10 \times (4.05)^2}{8} = 16.61 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 1.90 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = \max(3.16, 4.71) = 4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = \max(3.77, 2.43) = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = \max(2.43, 3.77) = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = \max(3.77, 5.85) = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \max(M_{05}, M_{06}) = \max(7.31, 8.30) = 8.30 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3 M_{06} = 4.98 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1) M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01}$$

Avec : $(1 + 0.3\alpha) = 1.12 > 1.05 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$$M_{tAB} \geq (1.12 \times 6.33) - \frac{1.90 + 4.71}{2} = 3.78 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01} = \left[\frac{1.2 + (0.3 \times 0.4)}{2} \right] \times 6.33 = 4.18 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 4.18 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée BC :**

$$1) M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq (1.12 \times 9.42) - \frac{4.71 + 3.77}{2} = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{02} = \left[\frac{1 + (0.3 \times 0.4)}{2} \right] \times 9.42 = 5.28 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 6.31 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée CD :**

$$1) M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq (1.12 \times 6.08) - \frac{3.77 + 3.77}{2} = 3.04 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{03} = \left[\frac{1 + (0.3 \times 0.4)}{2} \right] \times 6.08 = 3.40 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 3.40 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée DE :**

$$1) M_{t_{DE}} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{04}$$

$$M_{t_{DE}} \geq (1,12 \times 9,42) - \frac{3,77 + 5,85}{2} = 5,74 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{DE}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{04} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,4)}{2} \right] \times 9,42 = 5,28 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{DE}} = 5,74 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée EF :**

$$1) M_{t_{EF}} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{05}$$

$$M_{t_{EF}} \geq (1,12 \times 14,62) - \frac{5,85 + 8,30}{2} = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{EF}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{05} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,4)}{2} \right] \times 14,62 = 8,19 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 9,30 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée de rive FG :**

$$1) M_{t_{FG}} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{06}$$

$$M_{t_{FG}} \geq (1,12 \times 16,61) - \frac{8,30 + 4,98}{2} = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{FG}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{06} = \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,4)}{2} \right] \times 16,61 = 10,96 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 11,96 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

• **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8,10 \times 2,50}{2} + \frac{(-4,71) - (-1,90)}{2,50} = 9,00 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8,10 \times 2,50}{2} + \frac{(-4,71) - (-1,90)}{2,50} = -11,25 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{8,10 \times 3,05}{2} + \frac{(-3,77) - (-4,71)}{3,05} = 12,66 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{8.10 \times 3.05}{2} + \frac{(-3.77) - (-4.71)}{3.05} = -12.04 \text{ KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{8.10 \times 2.45}{2} + \frac{(-3.77) - (-3.77)}{2.45} = 9.92 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{8.10 \times 2.45}{2} + \frac{(-3.77) - (-3.77)}{2.45} = -9.92 \text{ KN}$$

• **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{8.10 \times 3.05}{2} + \frac{(-5.85) - (-3.77)}{3.05} = 11.67 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{8.10 \times 3.05}{2} + \frac{(-5.85) - (-3.77)}{3.05} = -13.03 \text{ KN}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{8.10 \times 3.80}{2} + \frac{(-8.30) - (-5.85)}{3.80} = 14.74 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{8.10 \times 3.80}{2} + \frac{(-8.30) - (-5.85)}{3.80} = -16.03 \text{ KN}$$

• **Travée FG :**

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{8.10 \times 4.05}{2} + \frac{(-4.98) - (-8.30)}{4.05} = 17.22 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{8.10 \times 4.05}{2} + \frac{(-4.98) - (-8.30)}{4.05} = -15.58 \text{ KN}$$

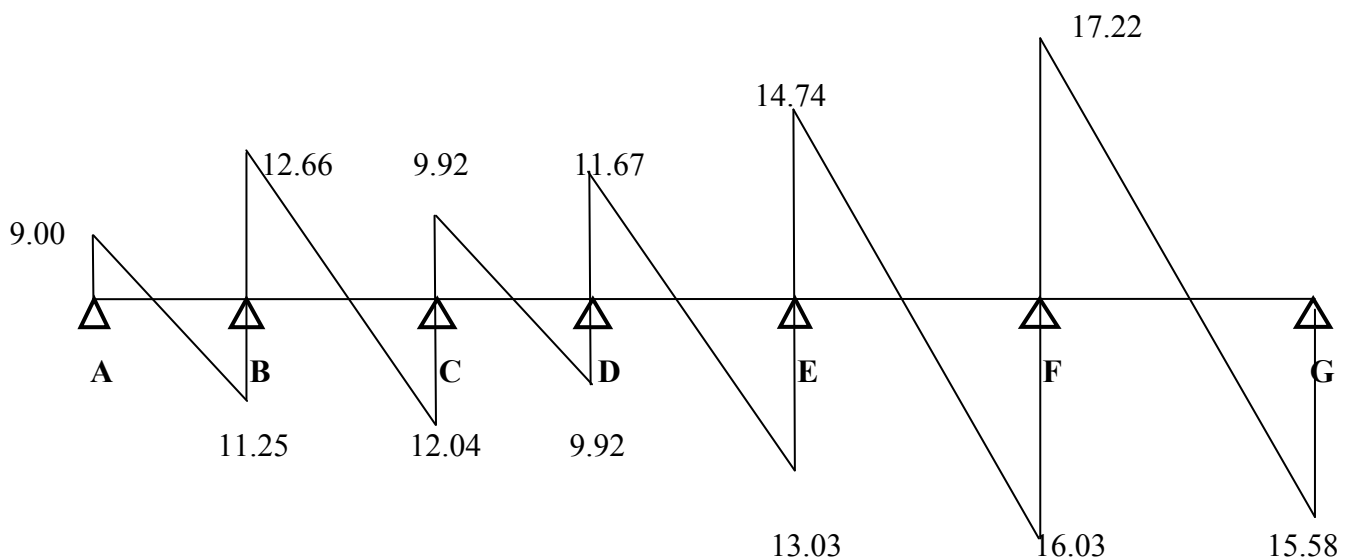


Figure : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU

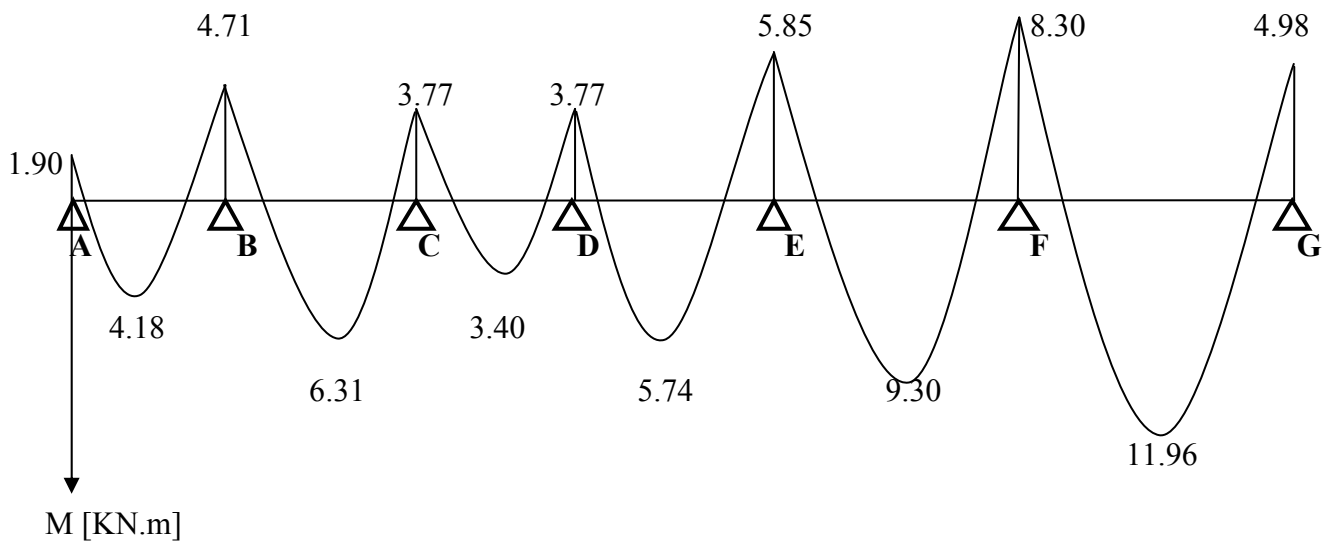


Figure : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

✓ **N.B :**

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

$$M_{t \max} = 11.96 \text{ KN.m}$$

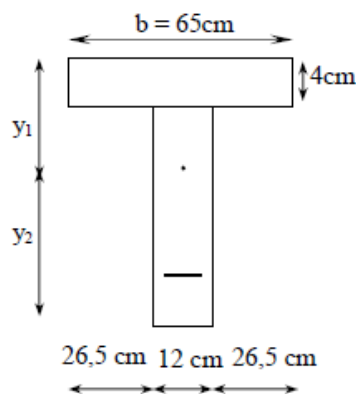
et

$$M_{a \max} = 8.30 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des armatures :

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis



✓ M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

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

$M_{tmax} = 11.96 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

✚ Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.96 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.040 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

• **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{travée})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.96 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st(\text{travée})} = 3\text{HA}10 = 2.35\text{cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 8.30 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.30 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.150$$

$$\mu = 0,150 \rightarrow \beta = 0,918$$

▪ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{appuis})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.30 \times 10^3}{0.918 \times 18 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st(\text{appuis})} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

✚ Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

$$A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \min (0.9 d, 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 18, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc: } \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ Mpa} > 0.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Plancher a usage bureau:

✚ Détermination des charges revenant à la poutre :

➤ Charges permanentes G :

$$G = G_p \times b = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

➤ Charges exploitation Q:

$$Q = Q_p \times b = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaisons de charges :

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 1.62$

$$q_u = 7.11 \text{ KN/ml}$$

ELS: $q_s = G + Q = 3.47 + 1.62$

$$q_s = 5.09 \text{ KN/ml}$$

✚ Calcul des moments et des efforts tranchants :

• Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.62}{1.62+3.47} = 0.32$$

• **Calcul des moments statiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.11 \times (2.50)^2}{8} = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.11 \times (3.05)^2}{8} = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.11 \times (2.45)^2}{8} = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.11 \times (3.80)^2}{8} = 12.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.11 \times (4.05)^2}{8} = 14.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = \max(2.78, 4.14) = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = \max(3.31, 2.13) = 3.31 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = \max(2.13, 3.31) = 3.31 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = \max(3.31, 5.13) = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \max(M_{05}, M_{06}) = \max(6.42, 7.29) = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 4.37 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1) M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$$

Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1,096 > 1,05 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$$M_{tAB} \geq (1,096 \times 5.55) - \frac{1.66 + 4.14}{2} = 3.18 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tAB} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{01} = \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right] \times 5.55 = 3.60 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 3.60 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée BC :**

$$1) M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02}$$

$$M_{t_{BC}} \geq (1,096 \times 8,27) - \frac{4,14 + 3,31}{2} = 5,34 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{02} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right] \times 8,27 = 4,53 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = 5,34 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée CD :**

$$1) M_{t_{CD}} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03}$$

$$M_{t_{CD}} \geq (1,096 \times 5,33) - \frac{3,31 + 3,31}{2} = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{CD}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{03} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right] \times 5,33 = 2,92 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 2,92 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée DE :**

$$1) M_{t_{DE}} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{04}$$

$$M_{t_{DE}} \geq (1,096 \times 8,27) - \frac{3,31 + 5,13}{2} = 4,84 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{DE}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{04} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right] \times 8,27 = 4,53 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{DE}} = 4,84 \text{ KN.m}$

- **Etude de la travée EF :**

$$1) M_{t_{EF}} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{05}$$

$$M_{t_{EF}} \geq (1,096 \times 12,83) - \frac{5,13 + 7,29}{2} = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{EF}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{05} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right] \times 12,83 = 7,03 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 7,85 \text{ KN.m}$

• Etude de la travée de rive FG :

$$1) M_{t_{FG}} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{06}$$

$$M_{t_{FG}} \geq (1,096 \times 14,58) - \frac{7,29 + 4,37}{2} = 10,15 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{FG}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{06} = \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,32)}{2} \right] \times 14,58 = 9,45 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 10,15 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

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

• Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7,11 \times 2,50}{2} + \frac{(-4,14) - (-1,66)}{2,50} = 7,90 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7,11 \times 2,50}{2} + \frac{(-4,14) - (-1,66)}{2,50} = -9,88 \text{ KN}$$

• Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7,11 \times 3,05}{2} + \frac{(-3,31) - (-4,14)}{3,05} = 11,11 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7,11 \times 3,05}{2} + \frac{(-3,31) - (-4,14)}{3,05} = -10,57 \text{ KN}$$

• Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7,11 \times 2,45}{2} + \frac{(-3,31) - (-3,31)}{2,45} = 8,71 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7,11 \times 2,45}{2} + \frac{(-3,31) - (-3,31)}{2,45} = -8,71 \text{ KN}$$

• Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7,11 \times 3,05}{2} + \frac{(-5,13) - (-3,31)}{3,05} = 10,25 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{7,11 \times 3,05}{2} + \frac{(-5,13) - (-3,31)}{3,05} = -11,44 \text{ KN}$$

• Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.11 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.29) - (-5.13)}{3.80} = 12.94 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{7.11 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.29) - (-5.13)}{3.80} = -14.08 \text{ KN}$$

• Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{7.11 \times 4.05}{2} + \frac{(-4.37) - (-7.29)}{4.05} = 15.12 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{7.11 \times 4.05}{2} + \frac{(-4.37) - (-7.29)}{4.05} = -13.68 \text{ KN}$$

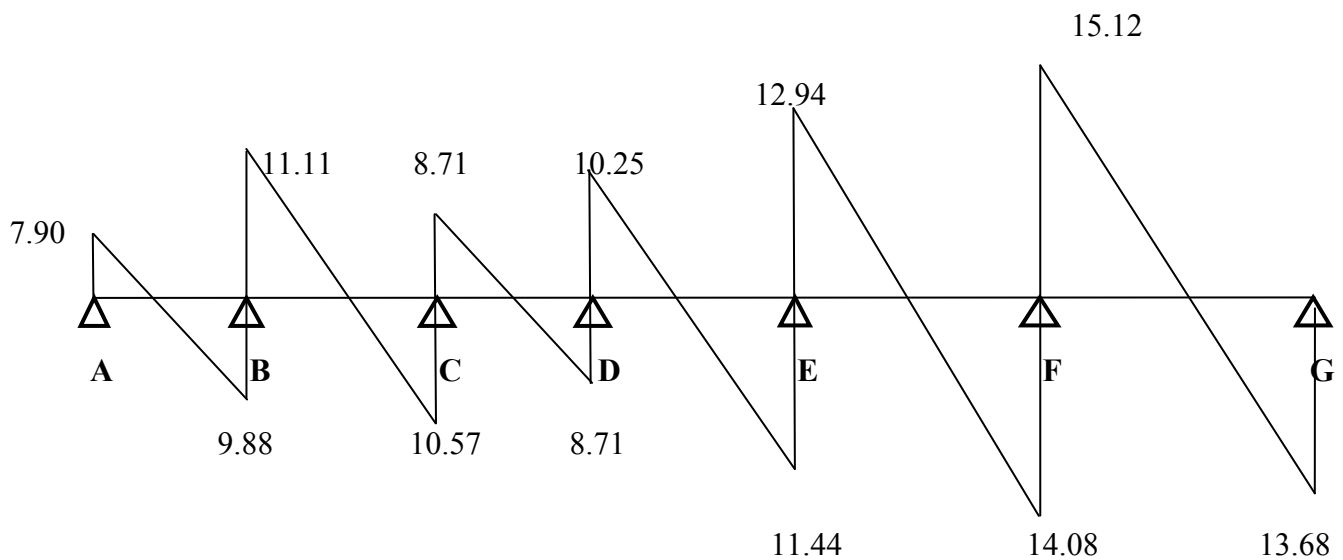


Figure : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU

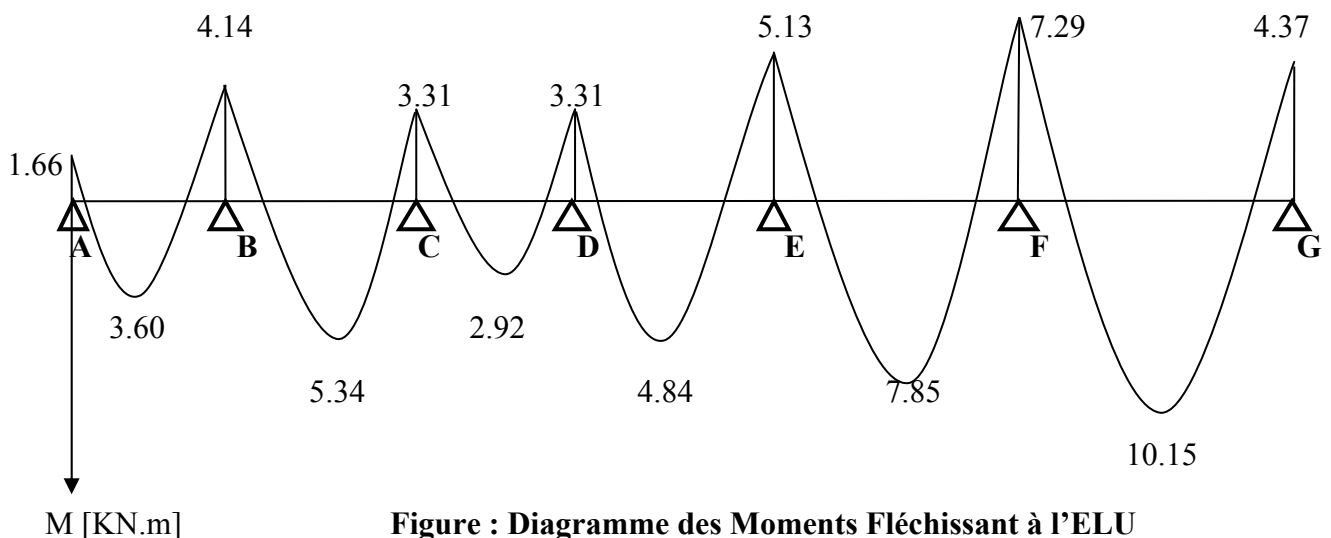


Figure : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

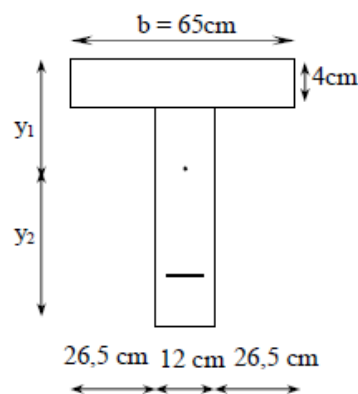
✓ **N.B :**

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

$$M_{t \max} = 10.15 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{a \max} = 7.29 \text{ KN.m .}$$

❖ Calcul des armatures :
 ✚ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis



✓ M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

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

$M_{t \max} = 10.15 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.15 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

▪ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{travée})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.15 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st(\text{travée})} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 7.29 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7.29 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.132$$

$$\mu = 0.132 \rightarrow \beta = 0.929$$

▪ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{appuis})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.29 \times 10^3}{0.929 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st(\text{appuis})} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \max}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

$$A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.5 \text{ Mpa}$$

Donc: $\frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ Mpa} > 0.5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Plancher a usage habitation :**

✚ **Détermination des charges revenant à la poutre :**

➤ **Charges permanentes G :**

$$G = G_p \times b = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges exploitation Q:**

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaisons de charges :**

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 0.98$

$$q_u = 6.15 \text{ KN/ml}$$

ELS: $q_s = G + Q = 3.47 + 0.98$

$$q_s = 4.45 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

• **Calcul du rapport des charges α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.98}{0.98+3.47} = 0.22$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.15 \times (2.50)^2}{8} = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.15 \times (3.05)^2}{8} = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.15 \times (2.45)^2}{8} = 4.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.15 \times (3.80)^2}{8} = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.15 \times (4.05)^2}{8} = 12.61 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = \max(2.40, 3.58) = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = \max(2.86, 1.84) = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = \max(1.84, 2.86) = 2.86 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = \max(2.86, 4.44) = 4.44 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \max(M_{05}, M_{06}) = \max(5.55, 6.30) = 6.30 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 3.78 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$$

Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1,066 > 1,05 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$$M_{t_{AB}} \geq (1,066 \times 4.80) - \frac{1.66 + 3.58}{2} = 2.50 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{01} = \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right] \times 4.80 = 3.04 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{AB}} = 3.04 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée BC :**

$$1) M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02}$$

$$M_{t_{BC}} \geq (1,066 \times 7.15) - \frac{3.58 + 2.86}{2} = 4.40 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{02} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right] \times 7.15 = 3.81 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = 4.40 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée CD :**

$$1) M_{t_{CD}} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03}$$

$$M_{t_{CD}} \geq (1,066 \times 4,61) - \frac{2,86 + 2,86}{2} = 2,05 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{CD}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{03} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right] \times 4,61 = 2,46 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 2,46 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée DE :**

$$1) M_{t_{DE}} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{04}$$

$$M_{t_{DE}} \geq (1,066 \times 7,15) - \frac{2,86 + 4,44}{2} = 3,97 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{DE}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{04} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right] \times 7,15 = 3,81 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t_{DE}} = 3,97 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée EF :**

$$1) M_{t_{EF}} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{05}$$

$$M_{t_{EF}} \geq (1,066 \times 11,10) - \frac{4,44 + 6,30}{2} = 6,46 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{EF}} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{05} = \left[\frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right] \times 11,10 = 5,92 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 6,46 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée de rive FG :**

$$1) M_{t_{FG}} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{06}$$

$$M_{t_{FG}} \geq (1,066 \times 12,61) - \frac{6,30 + 3,78}{2} = 8,40 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{FG}} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{06} = \left[\frac{1,2 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right] \times 12,61 = 7,98 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 8,40 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

• **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.15 \times 2.50}{2} + \frac{(-3.58) - (-1.44)}{2.50} = 6.83 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7.11 \times 2.50}{2} + \frac{(-4.14) - (-1.66)}{2.50} = -8.54 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.15 \times 3.05}{2} + \frac{(-2.86) - (-3.58)}{3.05} = 9.61 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.15 \times 3.05}{2} + \frac{(-2.86) - (-3.58)}{3.05} = -9.14 \text{ KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.15 \times 2.45}{2} + \frac{(-2.86) - (-2.86)}{2.45} = 7.53 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{6.15 \times 2.45}{2} + \frac{(-2.86) - (-2.86)}{2.45} = -7.53 \text{ KN}$$

• **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{6.15 \times 3.05}{2} + \frac{(-4.44) - (-2.86)}{3.05} = 8.86 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{6.15 \times 3.05}{2} + \frac{(-4.44) - (-2.86)}{3.05} = -9.90 \text{ KN}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{6.15 \times 3.80}{2} + \frac{(-6.30) - (-4.44)}{3.80} = 11.20 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{6.15 \times 3.80}{2} + \frac{(-6.30) - (-4.44)}{3.80} = -12.17 \text{ KN}$$

• **Travée FG :**

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{6.15 \times 4.05}{2} + \frac{(-3.78) - (-6.30)}{4.05} = 13.08 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{6.15 \times 4.05}{2} + \frac{(-3.78) - (-6.30)}{4.05} = -11.83 \text{ KN}$$

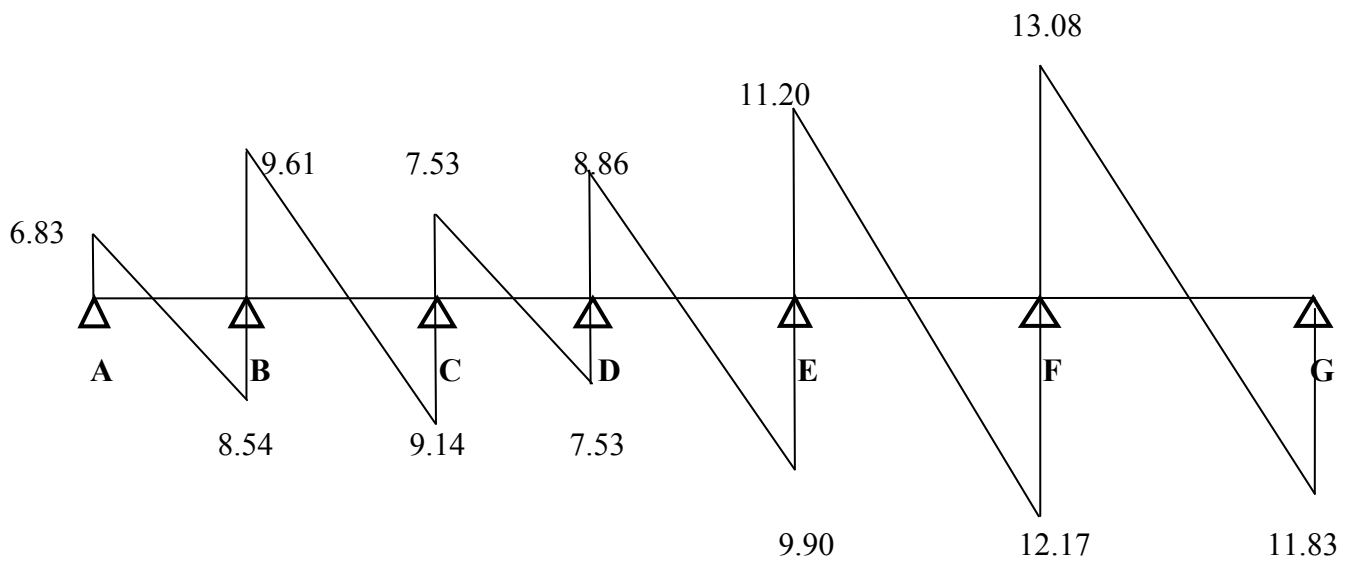


Figure : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU

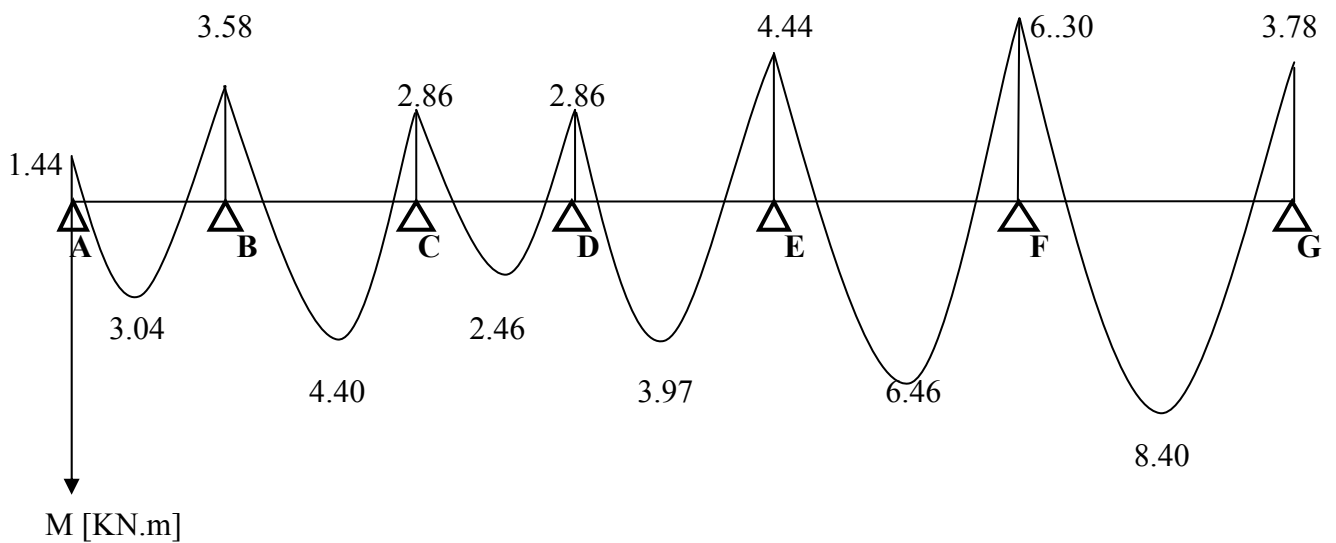


Figure : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

✓ **N.B :**

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

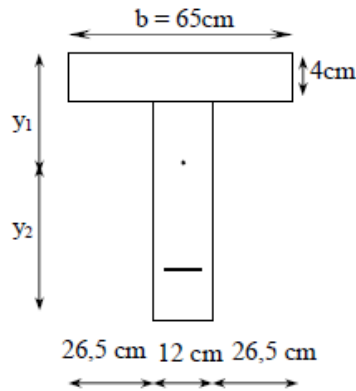
$$M_{t \max} = 8.40 \text{ KN.m}$$

et

$$M_{a \max} = 6.30 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures :
 ✚ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis



✓ M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

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

$M_{\max} = 8.40 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

➤ Calcul des armatures longitudinales :

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.40 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.028 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,028 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.986$$

▪ Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st(\text{travée})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.40 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st(\text{travée})} = 2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 6.30 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6.30 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.114$$

$$\mu = 0.114 \rightarrow \beta = 0.939$$

▪ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{appuis})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.30 \times 10^3}{0.939 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st(\text{appuis})} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

✚ **Armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (0.9 d , 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 18, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ Mpa} > 0.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Plancher terrasse :**

➤ **Détermination des charges revenant à la poutre :**

• **Charges permanentes G :**

$$G = G_p \times b = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

• **Charges exploitation Q:**

$$Q = Q_p \times b = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

• **Combinaisons de charges :**

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 0.65$

$$q_u = 5.66 \text{ KN/ml}$$

ELS: $q_s = G + Q = 3.47 + 0.65$

$$q_s = 4.12 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments et des efforts tranchants :**

• **Calcul du rapport des charges α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{0.65+3.47} = 0.16$$

• **Calcul des moments statiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.66 \times (2.50)^2}{8} = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.66 \times (3.05)^2}{8} = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.66 \times (2.45)^2}{8} = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.66 \times (3.80)^2}{8} = 10.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.66 \times (4.05)^2}{8} = 11.60 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 1.33 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = \max(2.21, 3.29) = 3.29 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = \max(2.63, 1.70) = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = \max(1.70, 2.63) = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = \max(2.63, 4.09) = 4.09 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \max(M_{05}, M_{06}) = \max(5.11, 5.80) = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3 M_{06} = 3.48 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1) M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1.05 M_{01}$$

Avec : $(1 + 0.3\alpha) = 1.048 > 1.05 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

$$M_{tAB} \geq (1.05 \times 4.42) - \frac{1.33 + 3.29}{2} = 2.33 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01} = \left[\frac{1.2 + (0.3 \times 0.16)}{2} \right] \times 4.42 = 2.76 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 2.76 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée BC :**

$$1) M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.05 M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq (1.05 \times 6.58) - \frac{3.29 + 2.63}{2} = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{02} = \left[\frac{1 + (0.3 \times 0.16)}{2} \right] \times 6.58 = 3.45 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 3.95 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée CD :**

$$1) M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.05 M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq (1.05 \times 4.25) - \frac{2.63 + 2.63}{2} = 1.83 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{03} = \left[\frac{1 + (0.3 \times 0.16)}{2} \right] \times 4.25 = 2.23 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 2.23 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée DE :**

$$1) M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1.05 M_{04}$$

$$M_{tDE} \geq (1.05 \times 6.58) - \frac{2.63 + 4.09}{2} = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{DE}} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{04} = \left[\frac{1+(0,3 \times 0,16)}{2} \right] \times 6,58 = 3,45 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{DE}} = 3,55 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée EF :**

$$1) M_{t_{EF}} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq 1,05 M_{05}$$

$$M_{t_{EF}} \geq (1,05 \times 10,22) - \frac{4,09 + 5,80}{2} = 5,79 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{EF}} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_{05} = \left[\frac{1+(0,3 \times 0,16)}{2} \right] \times 10,22 = 5,36 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 5,79 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée de rive FG :**

$$1) M_{t_{FG}} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq 1,05 M_{06}$$

$$M_{t_{FG}} \geq (1,05 \times 11,60) - \frac{5,80 + 3,48}{2} = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{FG}} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{06} = \left[\frac{1,2+(0,3 \times 0,16)}{2} \right] \times 11,60 = 7,24 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 7,54 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

• **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5,66 \times 2,50}{2} + \frac{(-3,29) - (-1,33)}{2,50} = 6,29 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5,66 \times 2,50}{2} + \frac{(-3,29) - (-1,33)}{2,50} = -7,86 \text{ KN}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5,66 \times 3,05}{2} + \frac{(-2,63) - (-3,29)}{3,05} = 8,85 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{5,66 \times 3,05}{2} + \frac{(-2,63) - (-3,29)}{3,05} = -8,42 \text{ KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{5,66 \times 2,45}{2} + \frac{(-2,63) - (-2,63)}{2,45} = 6,93 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{5,66 \times 2,45}{2} + \frac{(-2,63) - (-2,63)}{2,45} = -6,93 \text{ KN}$$

• **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{5.66 \times 3.05}{2} + \frac{(-4.09) - (-2.63)}{3.05} = 8.15 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{6.15 \times 3.05}{2} + \frac{(-4.44) - (-2.86)}{3.05} = -9.11 \text{ KN}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{5.66 \times 3.80}{2} + \frac{(-5.80) - (-4.09)}{3.80} = 10.30 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{5.66 \times 3.80}{2} + \frac{(-5.80) - (-4.09)}{3.80} = -11.20 \text{ KN}$$

• **Travée FG :**

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{5.66 \times 4.05}{2} + \frac{(-3.48) - (-5.80)}{4.05} = 12.03 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -\frac{5.66 \times 4.05}{2} + \frac{(-3.48) - (-5.80)}{4.05} = -10.89 \text{ KN}$$

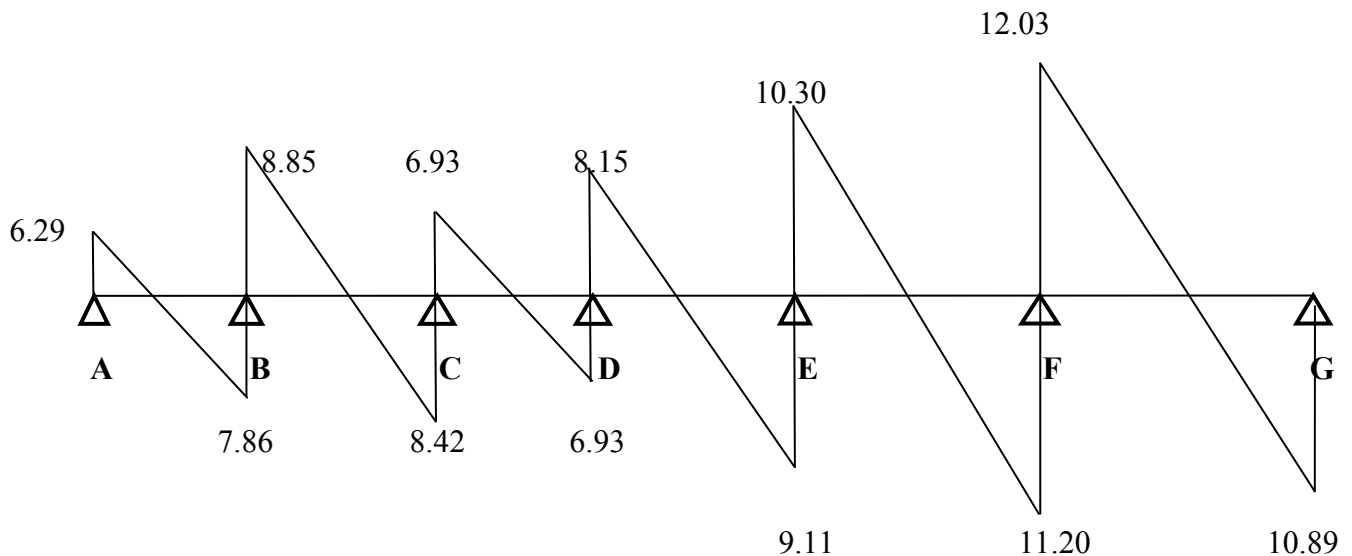


Figure : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU

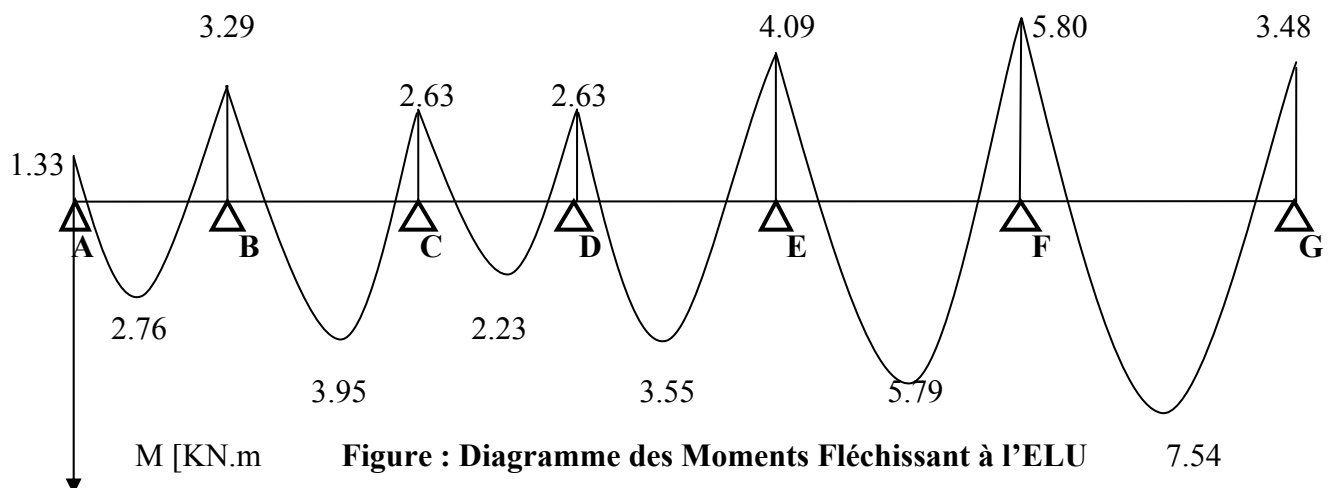


Figure : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

✓ **N.B :**

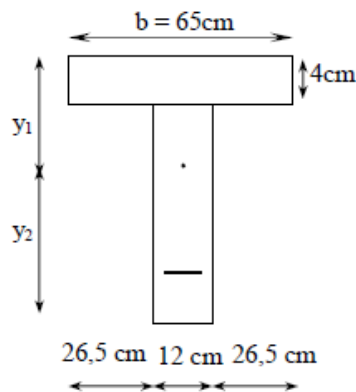
On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_{t \max} = 7.54 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{a \max} = 5.80 \text{ KN.m .}$$

Calcul des armatures :

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis



✓ M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

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

$M_{t \max} = 7.54 < M_0 = 59,072 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.54 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,025 \rightarrow \beta = 0,9875$$

• **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{travée})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.54 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st(\text{travée})} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 5.80 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5.80 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.105$$

$$\mu = 0,105 \rightarrow \beta = 0,9445$$

▪ **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st(\text{appuis})} = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.80 \times 10^3}{0.9445 \times 18 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st(\text{appuis})} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$\phi_{l \max}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

$$A_t = 2HA8 = 1\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.5\text{ Mpa}$$

Donc: $\frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22\text{ Mpa} > 0.5\text{ Mpa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Résumé des résultats :

Zone	Travée	L(m)	M _{u max} (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Plancher à usage commercial							
En travée	[6-7]	4.45	11.96	0.040	0.980	1.95	3HA10=2.35
Aux appuis	6	/	8.30	0.150	0.918	1.44	2HA10=1.57
Plancher à usage bureau							
En travée	[6-7]	4.45	10.15	0.34	0.983	1.64	3HA10=2.35
Aux appuis	6	/	7.29	0.132	0.929	1.25	2HA10=1.57
Plancher à usage habitation							
En travée	[6-7]	4.45	8.40	0.028	0.986	1.36	2HA10=1.57
Aux appuis	6	/	6.30	0.114	0.939	1.07	1HA12=1.13
Plancher terrasse							
En travée	[6-7]	4.45	7.54	0.025	0.9875	1.22	2HA10=1.57
Aux appuis	6	/	5.80	0.105	0.9445	0.98	1HA12=1.13

❖ **Les vérifications à l'ELU :**

✚ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26$$

En travée : $A_{st(travée)} = 1.57\text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26\text{cm}^2$condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{st(appuis)} = 1.13\text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26\text{cm}^2$condition vérifiée.

✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99.)**

$$T_{u \max} = 17.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.22}{120 \times 180} \times 10^3 = 0.797 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_d, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.797 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99).**

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} ; \text{ Avec } : \Psi = 1,5 ;$$

$$\sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{17.22 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.24 \text{ MPa}$$

Avec :

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

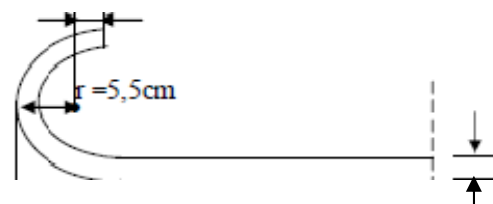
V_u : Effort tranchant maximal.

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

✚ **La longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$\tau_{us} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$



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

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm.}$$

✚ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{S}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0,9 \times d} \right)$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(17,22 - \frac{8,30}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,98 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✚ Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée99.)

On doit vérifier que :

$$T_{MAX} \leq 0,4 \times \left[\frac{f_{c28}}{b} \right] \times \alpha \times b_0 \quad (\text{Avec : } \alpha = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm})$$

$$0,4 \times \left[\frac{f_{c28}}{b} \right] \times \alpha \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 16,2 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{MAX} = 17,22 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

➤ **Calcul à l'ELS:**

❖ **Plancher a usage commercial :**

$Q_s = 5,75 \text{ KN/ml}$

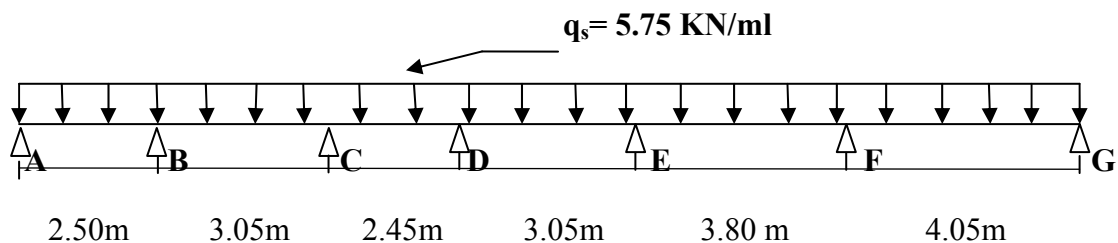


Schéma statique de la poutrelle

• **Remarque :**

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.75}{8.10} = 0.710$$

Moment aux appuis:

Nœuds	M _{App} (KN.m)
1	-1.35
2	-3.34
3	-2.68
4	-2.68
5	-4.15
6	-5.89
7	-3.54

Les Valeurs des moments aux appuis à l'ELS

Moment en travée :

Noeuds	M _{t(x)}
[1-2]	2.97
[2-3]	4.48
[3-4]	2.41
[4-5]	4.08
[5-6]	6.60
[6-7]	8.49

Les Valeurs des moments en travées à l'ELS

Noeuds	T _i [KN]	T _{i+1} (KN)
[1-2]	6.39	-7.99
[2-3]	8.99	-8.55
[3-4]	7.04	-7.04
[4-5]	8.28	-9.25
[5-6]	10.46	-11.38
[6-7]	12.23	-11.06

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELS

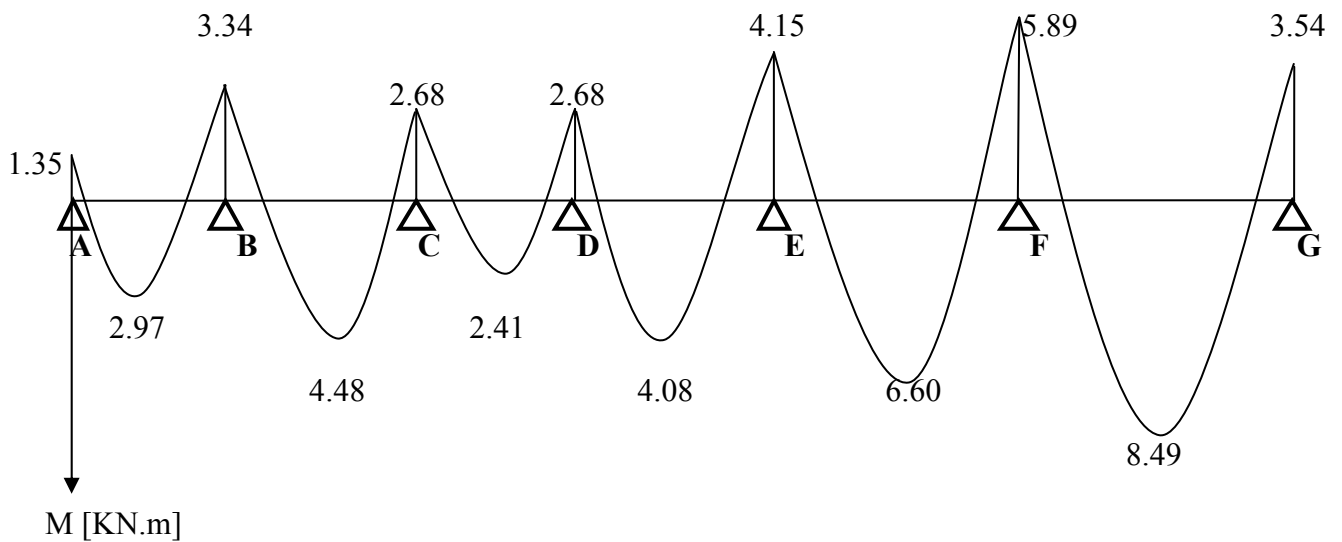


Figure : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS

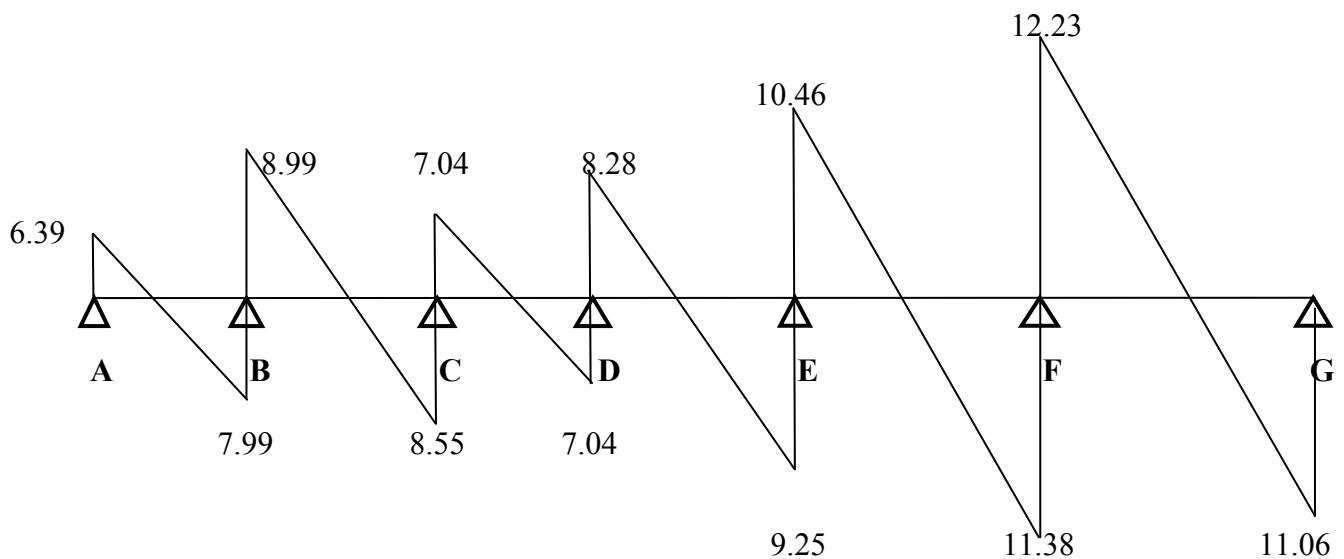


Figure : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS

❖ Plancher a usage bureautique :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.09}{7.11} = 0.716$$

ELS					
N° travée	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1	1.19	2.96	2.58	5.66	-7.07
2	2.96	2.37	3.82	7.95	-7.57
3	2.37	2.37	2.09	6.24	-6.24
4	2.37	3.67	3.46	7.34	-8.19
5	3.67	5.22	5.62	9.26	-10.08
6	5.22	3.13	7.27	10.82	-9.79

❖ Plancher a usage habitation :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.45}{6.15} = 0.724$$

ELS					
N° travée	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1	1.04	2.59	2.20	4.94	6.18
2	2.59	2.07	3.18	6.96	6.62
3	2.07	2.07	1.78	5.45	5.45
4	2.07	3.21	2.87	6.41	7.17
5	3.21	4.56	4.68	8.11	8.81
6	4.56	2.74	6.08	9.47	8.56

❖ Plancher terrasse :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.12}{5.66} = 0.728$$

ELS					
N° travée	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _t (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1	0.97	2.40	2.01	4.58	5.72
2	2.40	1.91	2.88	6.44	6.13
3	1.91	1.91	1.62	5.04	5.05
4	1.91	2.98	2.58	5.93	6.63
5	2.98	4.22	4.22	7.50	8.15
6	4.22	2.53	5.49	8.76	7.93

❖ Vérification à L'ELS :

✚ Vérification de la résistance à la compression du béton :

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{d \times b_0} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8765 \\ K_1 = 25.48 \end{cases}$$

✓ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_a^{max} = 5.89 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{5.89 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 237.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 237.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{237.79}{25.48} = 9.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.33 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.8565 \\ K_1 = 19.84 \end{cases}$$

✓ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{max} = 8.49 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{8.49 \times 10^6}{0.8565 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 234.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 234.34 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ La contrainte dans le beton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{234.34}{19.84} = 11.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.81 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **Etat limite d'ouverture des fissures :(Art.A.4.5 .3/BAEL91)**

Dans notre cas , la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures

➤ **Etat limite de déformation :**

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

Lorsque il est prévu des etais intermédiaires , on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification des trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

Avec :

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

M_0 : Moment isostatique.

L : portée libre.

M_t : Moment de flexion.

b_0 : largeur de la nervure.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0.049 \geq 0.044 \text{ condition vérifiée.}$$

$$2) M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5.75 \times 4.05^2}{8} = 11.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 8.49 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8.49}{15 \times 11.79} = 0.048$$

$$\frac{h}{l} = 0.049 \geq 0.048 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10819 \text{ MPa}$)

I_f : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left[2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right] \times \rho}$$

Avec :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

➤ **Calcul des paramètres :**

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{XX'} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

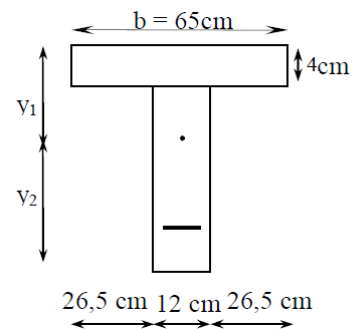
$$S_{XX'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,91 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20228.75 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \longrightarrow \beta = 0.9415$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 213.18 \text{ MPa}$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.01 \times 213.18) + 2.1} ; 0 \right] = 0.34$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times 2.1}{\left[2 + \frac{3 \times 12}{65} \right] \times 0.01} = 1.64$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 20228.75}{1 + (0.34 \times 1.64)} = 14285.84 \text{ Cm}^4$$

$$f = \frac{8.49 \times 10^6 \times (4050)^2}{10 \times 10819 \times 14126.60 \times 10^4} = 9.01 \text{ mm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} f = 9.01 \\ \overline{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{4050}{1000} = 0.905 \text{ cm} = 9.05 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow f < \overline{f} . \quad \text{condition verifiee .}$$

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

❖ Calcul des escaliers :

✚ 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.

✚ Terminologie :

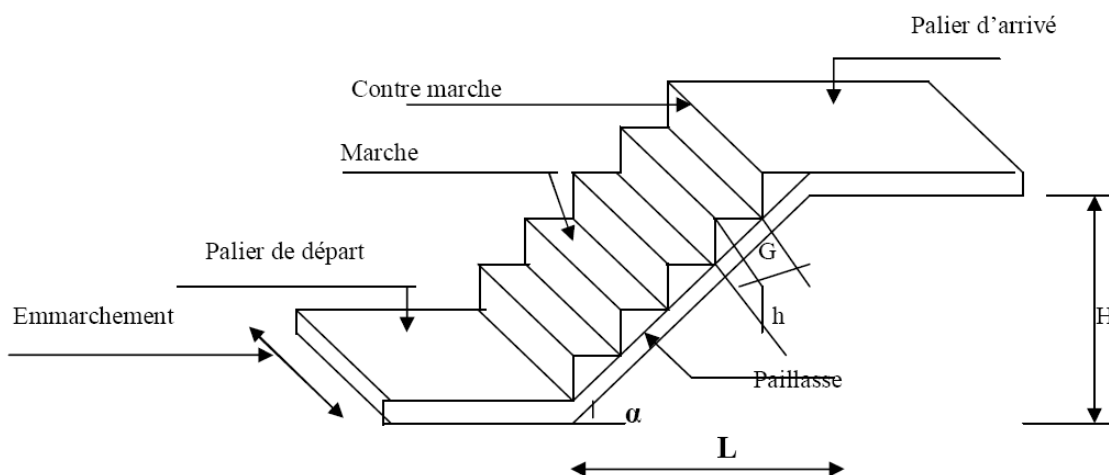


Fig. III.3.1 : Schéma statique de l'escalier

➤ **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

➤ **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches.

n : nombre de contre marches .

H : hauteur de la volée.

➤ **Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

- **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}.$$

- **La volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être :

$$L \geq 120 \text{ cm} \quad . \quad \text{Ou } L \geq 3g.$$

Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur de l'escalier.

Pré-dimensionnement :

- **Marches et contre marches** :

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

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

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes :

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}.$$

$$29 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

- **Application :**

- **Le nombre de contremarches (n) est donné par :**

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

18 = Contres marches qu'on répartira sur deux volées identiques de neufs contres marches chaqu'une.

On aura alors : $n-1=17$ marches réparties sur deux volées de 8 marches chacune.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable est la relation de BLONDEL.

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

Pour $h=17\text{cm}$, on aura : $59\text{cm} \leq 2(17) + g \leq 66\text{cm} \rightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

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

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

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

On remarque bien que :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm.} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

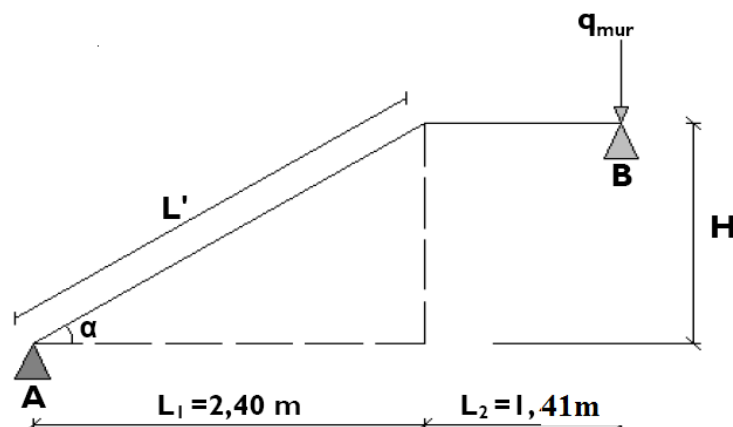


Figure : Schéma statique d'une volée

- **Épaisseur de la paille et du palier :**

L'épaisseur de la paille et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L : longueur réelle de la paille et du palier : $L = L' + L_2$.

- **Calcul de L' :**

- **Pour l'étage courant et sous sol :**

Soient :

H : hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53m$.

L_1 : longueur de la paille projetée : $L_1 = n \times g = 8 \times 0.3 = 2.40m = 240 \text{ cm}$.

L_2 : longueur du palier : $L_2 = L_0 - L_1 = 3,81 - 2.40 = 1,41 \text{ m}$.

$$\tan \theta = \frac{17}{30} = 0.567 \quad \Rightarrow \quad \theta = 29.54^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \theta} = \frac{240}{0.87} = 275,86 \text{ cm}$$


$$\Rightarrow L = 275,86 + 141 = 416,86 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{416,86}{30} \leq e_p \leq \frac{416,86}{20} \quad \Rightarrow \quad 13,895 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,843 \text{ cm}$$

On opte alors pour une épaisseur : $e_p = 18 \text{ cm}$.

- ❖ **Détermination des charges et surcharges :**

Les Dimensions des marches étant très faible par rapport a la portée de la paille, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paille, le calcul se fait pour une bande 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

 **Charges permanentes :**

➤ **Poids des revêtements :**

ELEMENTS	POIDS (KN/m ²)
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Poids propre du garde corps	0.2
Charge totale	$G_r = 1.88$

Tableau : Poids des revêtements

➤ **Le palier :**

ELEMENT	POIDS (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.18 = 4.5$
- Poids des revêtements	1.88
Charge total	$G_l = 6.38$

Tableau : Charge totale du palier

➤ La volée :

ELEMENT	POIDS (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,18}{\cos 8} = 5,17$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,12$
- Poids des revêtements	1.88
Charge totale	G₂ = 9.17

Tableau : Charge totale de la volée

✚ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

❖ Combinaison de charges à l'ELU :

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q$$

- Palier : $q_u = [(1.35 \times 6.38) + (1.5 \times 2.5)] \times 1m = 12.36 \text{ KN/ml.}$
- Volée : $q_u = [(1.35 \times 9.17) + (1.5 \times 2.5)] \times 1m = 16.13 \text{ KN/ml.}$

1. Calcul des efforts internes :

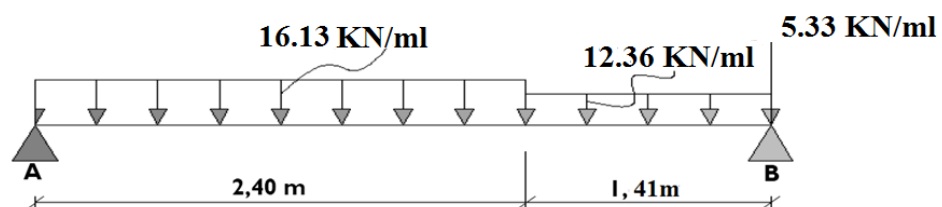


Figure III.6.4: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU

✚ Calculs à l'ELU :

➤ Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM

$$\begin{aligned} \sum F/Y=0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_{u1} \times 2.4) + (q_{u2} \times 1.41) + q_{mur} \\ &= 38.71 + 17.43 + 5.33 = 61.47 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 3.81R_B - 17.43 \left[\left(2.4 + \left(\frac{1.41}{2} \right) \right) \right] - 38.71 \times \left(\frac{2.4}{2} \right) - \\ 5.33 \times (2.4 + 1.41) = 0. \end{aligned}$$

$$R_B = 31.73 \text{ KN.}$$

Donc : $R_A = 29.74 \text{ KN.}$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

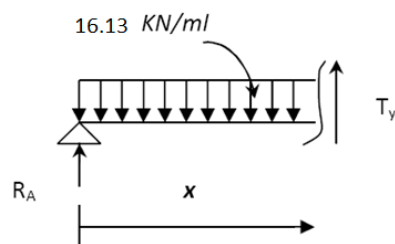
- Efforts tranchants :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m.}$

$$T(x) - q_{u1}x + R_A = 0 \Rightarrow T(x) = 16.13 X - 29.74$$

$$T(x=0) = -29.74 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow T(x=2.4) = 8.97 \text{ KN.}$$



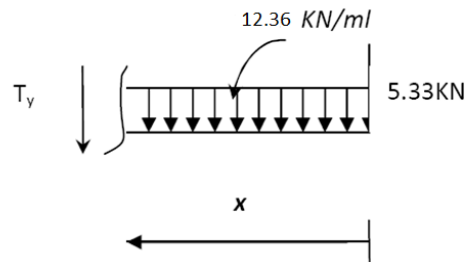
- 2^{ème} tronçon : $2.4 \leq x \leq 3.81 \text{ m.}$

$$T(x) + R_A - q_{u1}(x) - q_{u2}(x-2.4) = 0$$

$$T(x) = 16.13 (2.4) + 12.36 (x - 2.4) - 29.74$$

$$T(x = 2.4) = 8.97 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow T(x = 3.81) = 26.40 \text{ KN.}$$



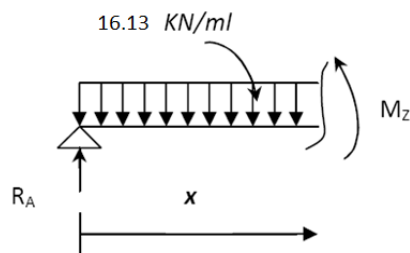
➤ **Moments fléchissants :**

- **1er tronçon :** $0 \leq x \leq 2.4$.

$$M(x) - R_A x + q_{u1} x \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = R_A x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M(x = 2.4) = 24.92 \text{ KN.m}$$



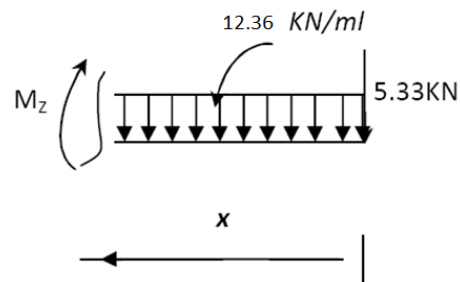
- **2ème tronçon :** $2.4 \leq x \leq 3.81 \text{ m.}$

$$M(x) - R_A x + q_{u1}(2.4)(x - \frac{2.4}{2}) + \frac{q_{u2}}{2}(x - 2.4)^2 = 0. \quad \Rightarrow$$

$$M(x) = 29.74 x - 16.13 \times 2.4(x - 1.2) - 6.18 (x - 2.4)^2 = 0$$

$$M(x = 2.4) = 24.92 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M(x = 3.81) = 0 \text{ KN.m.}$$



- **Moment maximum :**

$$T_Y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T(x) = 16.13 x - 29.74 = 0.$$

$$\Rightarrow x = 1.84 \text{ m.}$$

$$M(x) = 29.74 \times 1.84 - 16.13 \times \frac{1.84^2}{2} = 27.41 \text{ KN.m.}$$

- **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

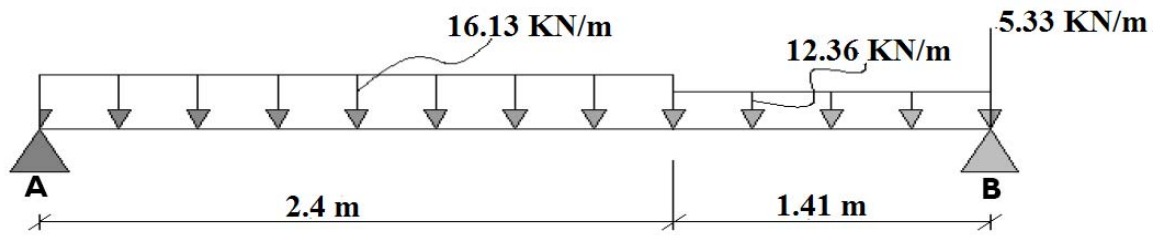
$$M_{\text{travée}} = 0.85 M_{\max}$$

$$M_{\text{appuis}} = 0.3 M_{\max}$$

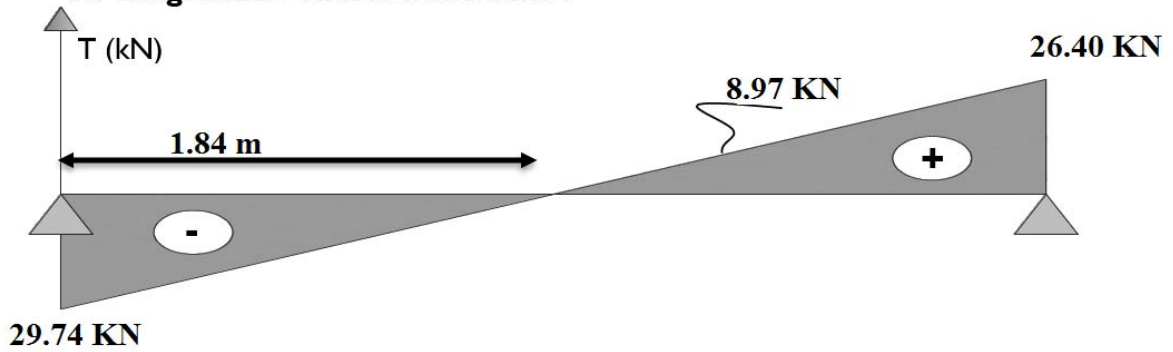
$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 27.41 = 23.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 \times 27.41 = -8.22 \text{ KN.m.}$$

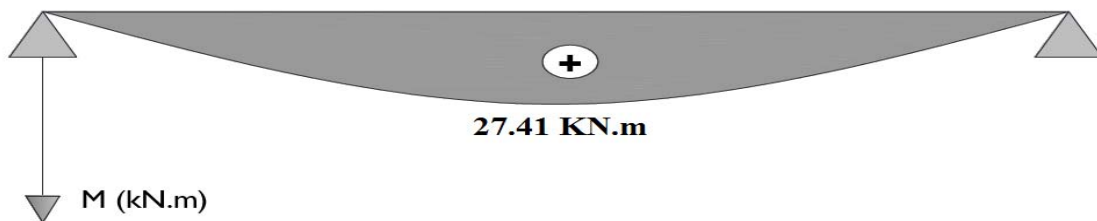
2.5. Diagramme des efforts internes à l'ELU :



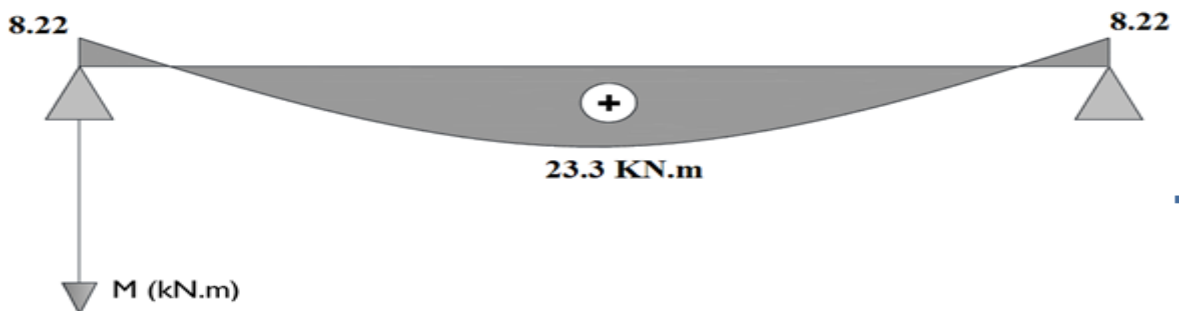
A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



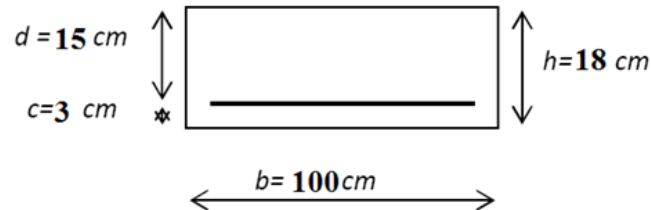
C. Diagramme corrigé moment fléchissant :



Diagrammes des efforts a l'ELU

❖ Ferraillage :✚ Calcul de ferraillage a L'ELU :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm}.$$



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement en flexion simple.

✚ Calcul des armatures :➤ Aux appuis :

$$M_a = 8.22 \text{ KN.m}.$$

• Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

M : moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d : dimensions de la section.

$$\mu_b = \frac{8.22 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 15^2} = 0.026 \leq \mu_t = 0.392.$$

⇒ la Section est Simplement Armée.

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.22 \times 10^3}{0.987 \times 15 \times 248} = 1.59 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_a : 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement } St = 25 \text{ cm}.$$

- Armatures de répartitions :

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

Soit :

$$A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 . \text{ Avec un espacement } St = 25 \text{ cm} .$$

- En travée :

$$M_t = 23.3 \text{ KN.m} .$$

- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{23.3 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.073 < \mu_t = 0.392 .$$

⇒ la Section est Simplement Armée.

$$\mu_b = 0.073 \Rightarrow \beta = 0.9625 .$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.3 \times 10^3}{0.9625 \times 15 \times 348} = 4.64 \text{ cm}^2 .$$

Soit :

$$A_t = 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = 20 \text{ cm} .$$

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{4.71}{6} = 0.785 \text{ cm}^2 .$$

Soit :

$$A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } St = 25 \text{ cm} .$$

- ❖ Vérification a l'ELU :

- ✚ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2 .$$

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 4.71 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2. \\ A_a &= 3.14 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2. \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiées .}$$

➤ Répartition des barres :

➤ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (54 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 20 , 25 \right\} [cm] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min (4h ; 45) = \min (72 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25 , 25 \right\} [cm] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

➤ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1}{1,15} = 1173,91 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 29,74 < 1173,91 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence :

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$V_u^{\max} = 29,74 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1 = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.74 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188.4} = 1.169 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29.74 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.198 < 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(29.74 + \frac{(-8.22) \times 10^2}{0,9 \times 15} \right) = -0.27$$

$$A_a = 3.14 > -0.27 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_u = G + Q$$

➤ Palier : $q_u = [6.38 + 2.5)] \times 1 \text{ m} = 8.88 \text{ KN/ml}$.

➤ Volée : $q_u = [9.17 + 2.5)] \times 1 \text{ m} = 11.67 \text{ KN/ml}$.

1. Calcul des efforts internes :

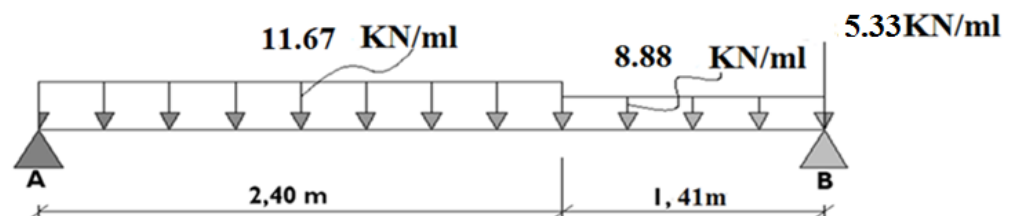


Figure III. : Schéma statique de calcul de la 1ère volée à l'ELS.

✚ Calculs à l'ELS :

➤ Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\begin{aligned}\sum F/Y=0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_{u1} \times 2.4) + (q_{u2} \times 1.41) + q_{mur} \\ &= 11.67 \times 2.4 + 8.88 \times 1.41 + 5.33 = 45.86 \text{ KN.}\end{aligned}$$

$$\sum M/A = 3.81 R_B - 12.52 \left[(2.4 + \frac{1.41}{2}) \right] - 28.01 \times (\frac{2.4}{2}) - 5.33 \times (2.4 + 1.41) = 0.$$

$$R_B = 24.35 \text{ KN.}$$

Donc : $R_A = 21.50 \text{ KN.}$

✚ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

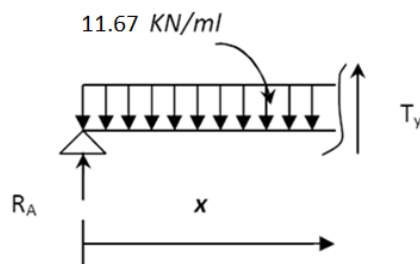
➤ Efforts tranchants :

- 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m.}$

$$T(x) - q_{u1}x + R_A = 0 \Rightarrow T(x) = 11.67x - 21.50$$

$$T(x=0) = -21.50 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow T(x=2.4) = 6.51 \text{ KN.}$$



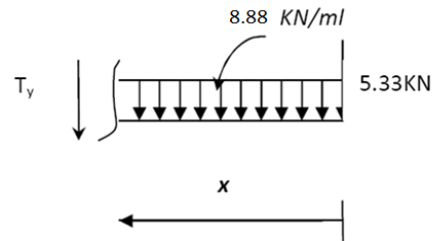
- 2ème tronçon : $2.4 \leq x \leq 3.81 \text{ m.}$

$$T(x) + R_A - q_{u1}(x) - q_{u2}(x-2.4) = 0$$

$$T(x) = 11.67(2.4) + 8.88(x-2.4) - 21.5$$

$$T(x=2.4) = 6.51 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow T(x=3.81) = 19.03 \text{ KN.}$$



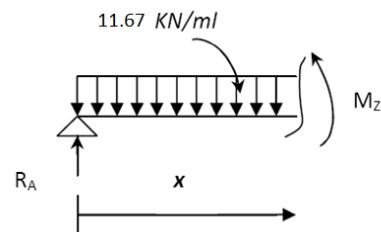
➤ **Moments fléchissants :**

1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$.

$$M(x) - R_A x + q_{u1} \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = R_A x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M(x=2.4) = 17.99 \text{ KN.m}$$



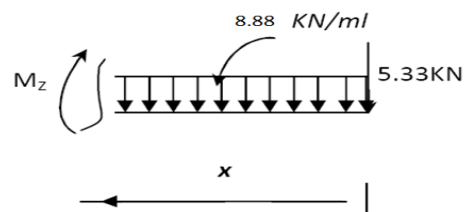
▪ **2ème tronçon :** $2.4 \leq x \leq 3.81 \text{ m}$.

$$M(x) - R_A x + q_{u1}(2.4)(x - \frac{2.4}{2}) + \frac{q_{u2}}{2}(x - 2.4)^2 = 0.$$

$$M(x) = 21.5x - 11.67(2.4)(x - \frac{2.4}{2}) - 4.44(x - 2.4)^2$$

$$\Rightarrow M(x=2.4) = 17.99 \text{ KN.m.}$$

$$M(x=3.81) = 0 \text{ KN.m.}$$



➤ **Moment maximum :**

$$T_Y = 0 \Rightarrow M = \max$$

$$T(x) = 11.67 x - 21.5 = 0.$$

$$\Rightarrow x = 1.84 \text{ m.}$$

$$M(x) = 21.5 \times 1.84 - 11.67 \times \frac{1.84^2}{2} = 19.80 \text{ KN.m}$$

• **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

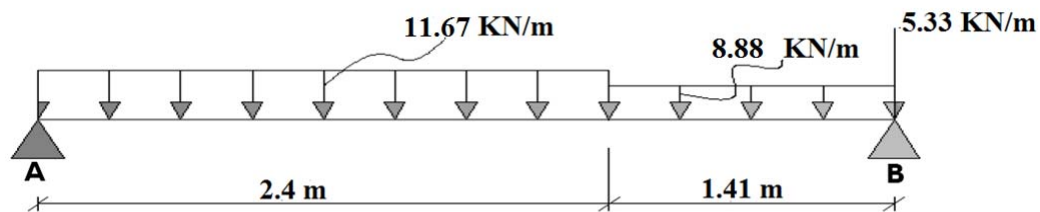
$$M_{\text{travée}} = 0.85 M_{\max}$$

$$M_{\text{appuis}} = 0.3 M_{\max}$$

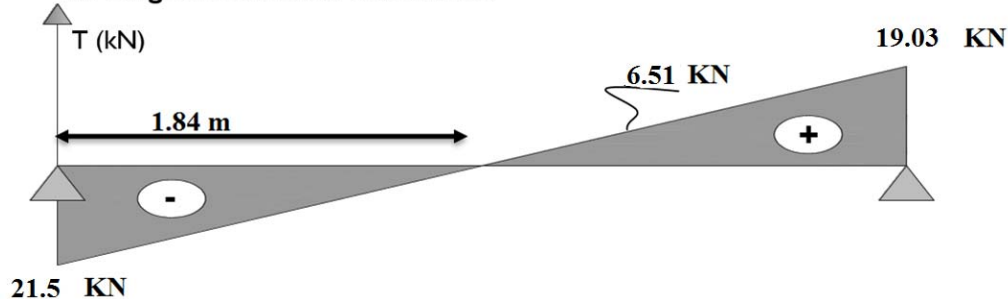
$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 19.8 = 16.83 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 \times 19.8 = -5.94 \text{ KN.m.}$$

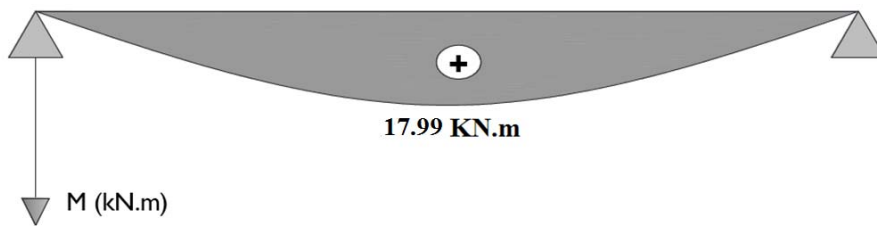
❖ **Diagramme des efforts internes à L ELS :**



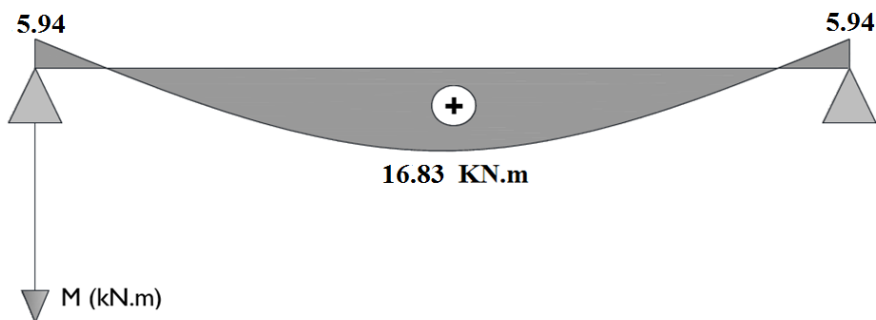
A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :



❖ **Vérification à L'ELS :**

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 15} = 0.205$$

$$\rho = 0,205 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.927 \\ K = 53.49 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{5.94 \times 10^3}{0,927 \times 15 \times 4.71} = 90.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 1.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On a vérifié que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 15} = 0.314$$

$$\rho = 0,314 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ K = 41.82 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16.83 \times 10^3}{0,912 \times 15 \times 4.71} = 261.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 6.24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{625} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8.88 ; 11.67) = 11.67 \text{ KN/mL}$$

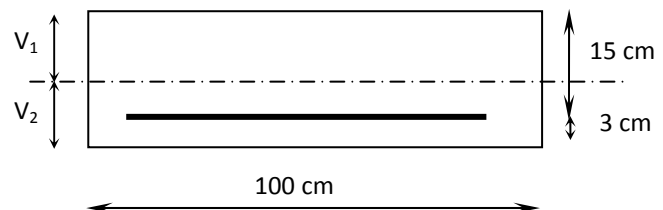
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 4.71 \times 15) = 17259.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 4.71) = 1870.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17259.75}{1870.65} = 9.23 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.23 = 8.77 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((9.23)^3 + (8.77^3)) + 15 \times 4.71 \times (8.77 - 3)^2$$

$$I = 51047.49 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.67 \times 10^6 \times (445)^4}{10818.86 \times 51047.49 \times 10^{-2}} = 0.01 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée .

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

❖ Poutre palière :

Introduction : Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les voiles sa portée max est de 2.65m.

❖ Pré-dimensionnement :➤ Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10} \Rightarrow 17.66\text{cm} \leq h_t \leq 26.5\text{cm}.$$

On opte pour $h_t = 35\text{cm}$

➤ La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

On opte pour $b = 30\text{cm}$

Selon le RPA 2003, $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 30 \times 35\text{cm}^2$

✚ Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62\text{KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui B :

ELU : $T_u = 29.74\text{KN}$

ELS : $T_s = 21.50\text{KN}$

❖ Calcul à L'ELU :➤ Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur de la poutre :

$$Q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times 2.62 + 29.74 = 33.28\text{KN/ml}.$$

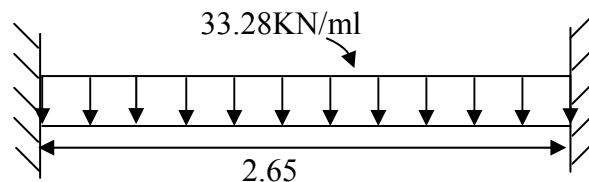


Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{33.28 \times 2.65^2}{8} = 29.21\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{33.28 \times 2.65}{2} = 44.10\text{KN}.$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients et on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -8.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 24.83 \text{ KN.m}$$

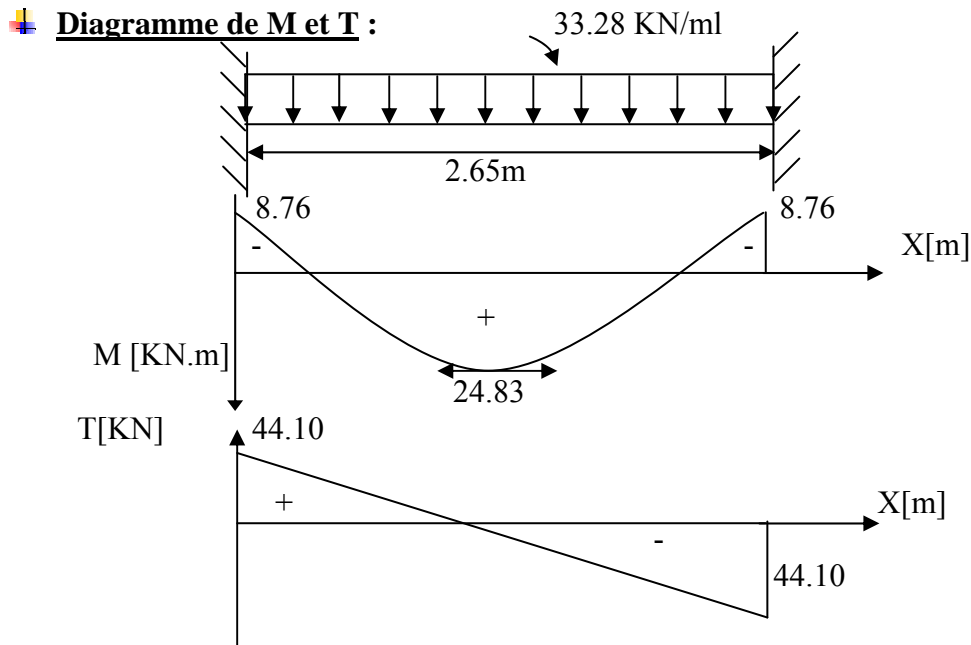


Diagramme des efforts internes

❖ **Ferraillage :**

➤ **En travée :**

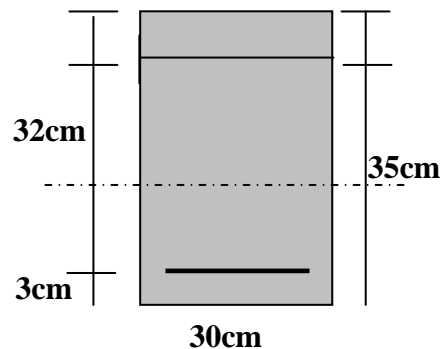
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.83 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.057 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.83 \times 10^3}{0.971 \times 32 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}12 = 3.38 \text{ cm}^2$.



➤ **Aux appuis:**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.76 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$u_b = 0.020 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.76 \times 10^3}{0.990 \times 32 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

❖ **Vérfications :**

✚ **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3.38 \text{cm}^2 > 1.16 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.35 > 1.16 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{44.10 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.459 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérfication de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(3 \times 12) = 113.04 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{44.10 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 1.35 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérfié.}$$

Donc Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

✚ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{mm} = 35.2 \text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 40 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

❖ **les armatures transversales :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

➤ **Vérfication du diamètre des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(12, 30, 10) \text{mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{mm} < 10 \text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on aura :

▪ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) = 8.75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 8\text{cm}$

▪ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nus de l'appuis ou de l'encastrement

❖ **Etat limite de service L'ELS :**

✚ **Calcul des moments et de l'effort tranchant :**

$$Q_s = G + T_s = 2.62 + 21.50 = 24.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{24.12 \times (2.65)^2}{8} = 21.17 \text{ KN.m}$$

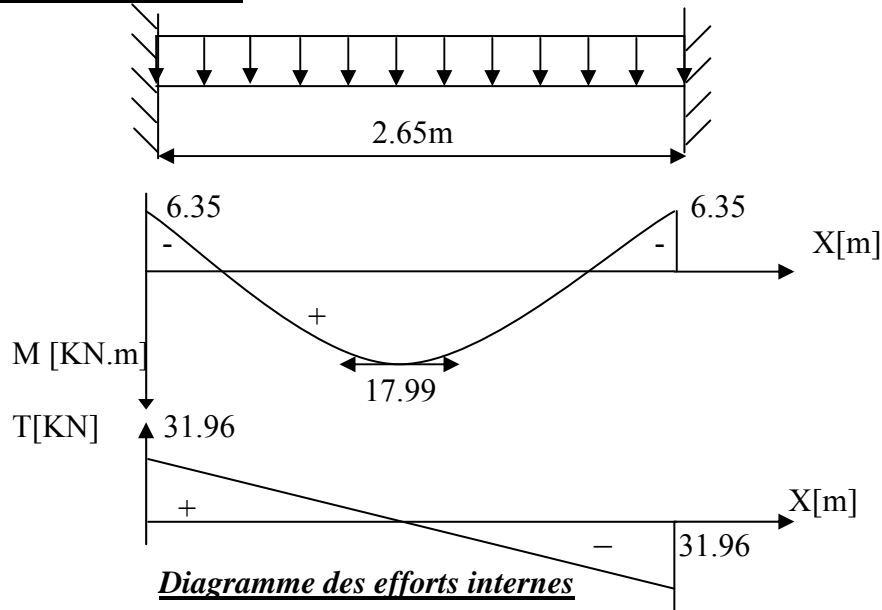
$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{24.12 \times 2.65}{2} = 31.96 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -6.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = (0.85) \times M_{os} = 17.99 \text{ KN.m}$$

✚ **Diagramme de M et T :** 24.12 KN/ml



✓ **Vérification des contraintes:**

❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

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

▪ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 32} = 0.245 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 48.29 \Rightarrow K = \frac{1}{K1} = 0.0207 \\ \beta_1 = 0.921 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.35 \times 10^3}{0.921 \times 32 \times 2.35} = 91.68\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0207 \times 91.68 = 1.90 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.38}{30 \times 32} = 0.352 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.35 \Rightarrow \kappa = 0.0254 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{17.99 \times 10^3}{0.908 \times 32 \times 3.38} = 162.93\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0254 \times 162.93 = 4.14 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{265} = 0.132 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{265} = 0.132 > \frac{17.99}{10(21.17)} = 0.0849 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.38}{30 \times 32} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 3 HA10 = 2.35 cm² .
- **Travée** : 3 HA 12 = 3.38 cm² .
- **Armature transversales** : 4 HA8 =2.01cm² avec
 - St=8cm zone nodale.
 - St=15cm zone courante.

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

❖ **Calcul de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis. Elle supporte son poids propre et le poids du aux murs extérieurs.

✚ **pré-dimensionnement de la poutre :**

➤ **Hauteur h_t :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : portée maximale entre axes d'appuis.

$$L_{max} = 4.45 \text{ m}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29.67 \leq h_t \leq 44.5$$

On suppose les conditions du R.P.A (Art.7.5.1) : $h_t \geq 30 \text{ cm}$

On choisit une hauteur : $h_t = 30 \text{ cm}$

➤ **La largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7 h_t \qquad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A : $b \geq 20 \text{ cm}$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$.

✚ **Vérfications des exigences du R.P.A : (Art.7.4.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié selon le R.P.A99} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées

➤ **Charge revenant à la poutre :**

le poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

le poids propre du mur extérieur : $e_p = 30 \text{ cm} : 5.33 \times (3.06 - 0.24) = 15.03 \text{ KN/m}$

donc :

$$G = 17.28 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison de charges :**

E.L.U : $q_u = 1.35G = 1.35 \times 17.28 = 23.33 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_s = G = 17.28 \text{ KN/m}$

- **Le schéma statique de calcul :**

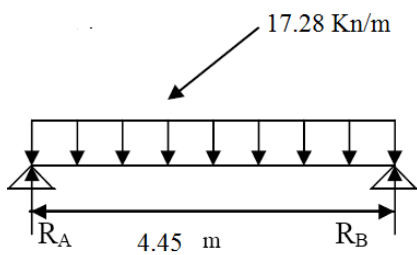


Schéma statique à L'ELS

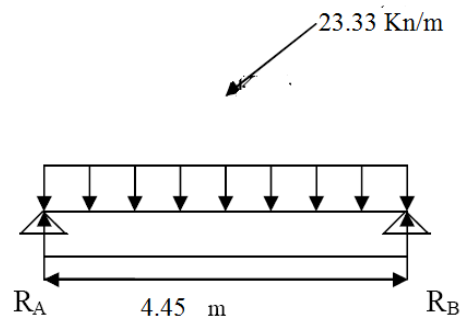


Schéma statique à L'ELU

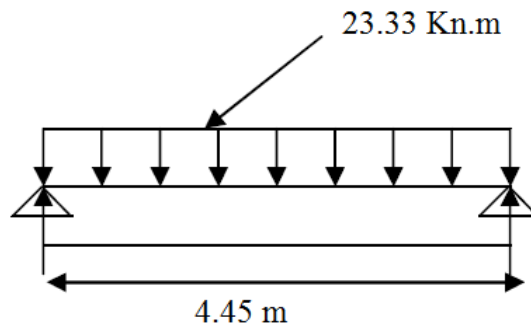
- ❖ **Le ferrailage :**

- **Calcul des efforts :**

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = 51.91 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{q_u \times l^2}{8} = 57.75 \text{ Kn.m}$$



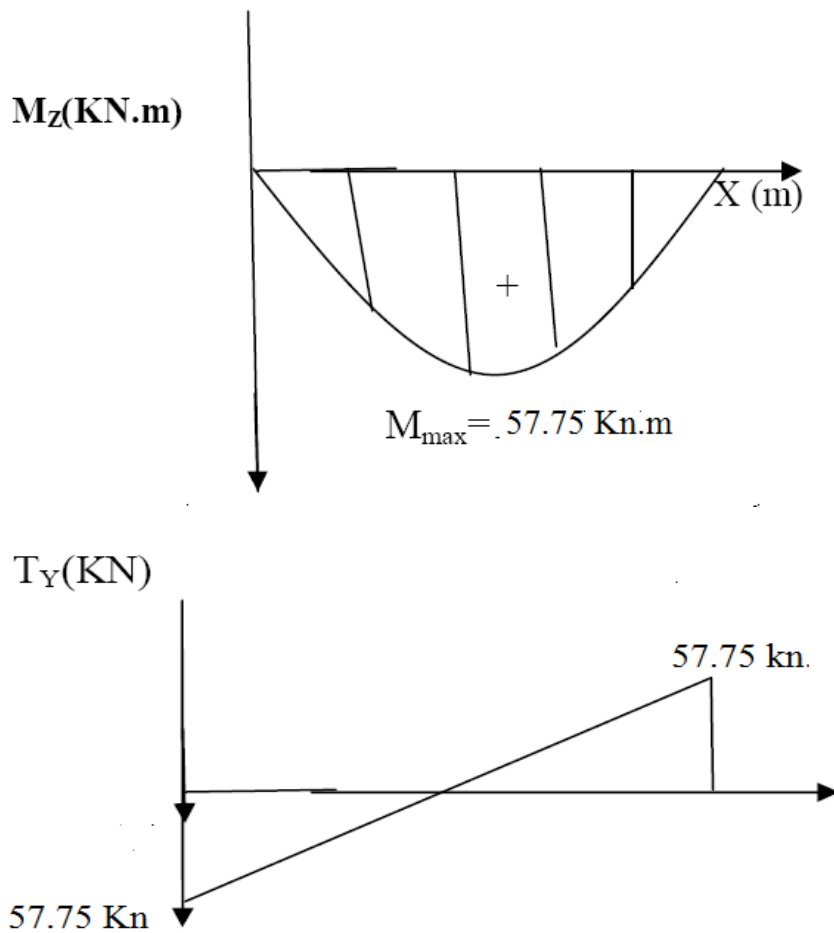


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à ELU

• **Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeurs égale à :

- $0.85 M_{\max}$ en travées.
- $0.30 M_{\max}$ en appuis.

On obtient les valeurs des moments ci –dessous :

➤ **A L'ELU :** $M_u^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 57.75 = 49.09 \text{ KN.m.}$
 $M_u^a = 0.3 M_{\max} = -0.3 \times 57.75 = -17.32 \text{ KN.m.}$

➤ **A L'ELS :** $M_s^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 95.17 = 80.89 \text{ KN.m.}$
 $M_s^a = 0.3 M_{\max} = -0.30 \times 95.17 = -28.55 \text{ KN.m.}$

Les efforts tranchants :

➤ **A L'ELU:** $T_A^u = \frac{q_u \times L}{2} = 51.91 \text{ KN.}$

$$T_B^u = -\frac{q_u \times L}{2} = -51.91 \text{ KN.}$$

➤ **A L'ELS:** $T_A^s = \frac{q_s \times L}{2} = 38.45 \text{ KN.}$

$$T_B^s = -\frac{q_s \times L}{2} = -38.45 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Soit un enrobage $c = 3 \text{ cm}$ $d = 27 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_b	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adoptés} \text{ (cm}^2\text{)}$
Aux appuis	17.32	0.056	0.971	1.89	3 HA 10 = 2.35
En travée	49.09	0.158	0.914	5.72	3HA 10 + 3HA12 = 5.74



Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité (Art .4.2-BAEL 91) :

On doit vérifier que :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 27 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_f = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Sur appuis : $A_d = 5.74 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 – Art .5.1) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a : $T_{\max}^u = 51.91 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{51.91 \cdot 10^3}{300 \cdot 270} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

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

avec : $\sum u_i$ somme des périmètres utile des armatures.

Pour : $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 10 = 94.2 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{51.91 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 270 \cdot 94.2} = 2.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

Influence de L'effort tranchant au niveau des appuis :

➤ **Sur le béton :**

$$V_u = T_u < 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) 0.9 \times d \times b_0 = V_1$$

$$V_1 = 0.4 \left(\frac{25 \cdot 10^3}{1.5} \right) 0.9 \cdot 0.27 \cdot 0.30 = 486 \text{ KN} .$$

$$T_u^{\max} = 51.91 \text{ KN} < V_1 = 486 \text{ KN} .$$

Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1.15 \left(T_u + \frac{M_a^{\max}}{0.9 \cdot 27} \right)}{f_e}$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \left(51.91 + \frac{17.32}{0.9 \cdot 27} \right)}{400} = 0.151 \text{ cm}^2 .$$

Donc : Les armatures calculées sont suffisantes

Armatures transversales : (BAEL 91-Art . 7.2.2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} , \varnothing_l , \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} , 10 , \frac{300}{10} \right\} = 8.57 \text{ mm} .$$

On prend $\varnothing = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier , donc :

$$A_t = 4\varnothing^2 = 2.01 \text{ cm}^2 .$$

Ecartement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \} = 24.3 \text{ cm} , \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm} .$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01 \cdot 400}{30 \cdot 15} = 1.79 > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition est vérifié} .$$

Vérification selon RPA 99 :

D'après le R.P.A l'espace est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4} ; 12 \cdot \phi_t ; 30 \text{ cm} \right\} = 7.5 \text{ cm} \quad ; \text{ soit } : S_t = 7 \text{ cm}.$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad ; \text{ soit } : S_t = 15 \text{ cm} .$$

Selon le R.P.A la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_{\min}^t = 0.003 S_b = 0.003 \cdot 7 \cdot 30 = 0.63 \text{ cm}^2 .$$

On a : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.525 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

❖ Etude de la salle machine :

✚ Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S=1,4 \times 1,4=1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger trois personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la dalle.

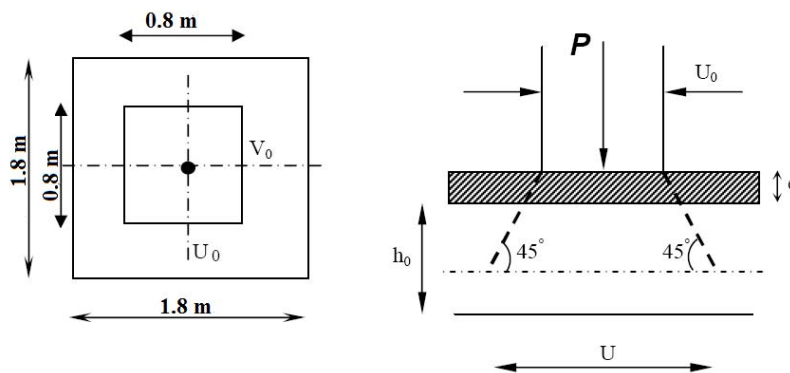
Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

➤ Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_m}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm.}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm



Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm).

e : épaisseur du revêtement (5cm).

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + (2 \times 5 \times 1) + 15 = 105 \text{ cm} \Rightarrow U = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + (2 \times 5 \times 1) + 15 = 105 \text{ cm} \Rightarrow V = 105 \text{ cm}$$

Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

➤ Les moments dus au système de levage M_{x1} M_{y1} :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$, $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

➤ Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.58 \end{array} \right.$$

Après avoir fait les interpolations nécessaires sur les tables de PIGEAUD

On obtient :

$$M_1 = 0.0808$$

$$M_2 = 0.0707$$

• **À L'ELU :**

$v = 0 :$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 G.$$

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 121.5 \times 0.0808 = 9.817 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = 121.5 \times 0.0707 = 8.590 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

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

Pour : $\rho = 1 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 Q$$

Avec G: poids de la dalle

$$q_u = 1.35 \times (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 6.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0368 \times 6.56 \times (1.80)^2 = 0.782 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0.782 = 0.782 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

On a : $\frac{M_x}{M_y} = \frac{0.782}{0.782} = 1 > 0.25$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.60 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.37 \text{ KN.m.}$$

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

❖ **Ferraillage :**

Le calcul du ferraillage se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

✚ **Sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.60 = 3.18 \text{ KN.m.}$$

$$d = h_c - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b f_{bu} d^2} = \frac{3.18 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.0132 < 0.392 .$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.0132 \longrightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.18 \times 10^3}{0.9935 \times 0.13 \times 348 \times 10^3} = 0.707 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm².

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_y = 0.85 \times 10.60 = 9.01 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b f_{bu} d^2} = \frac{9.01 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.037 < 0.392 .$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.037 \longrightarrow \beta = 0.9815$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = 2.03 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 5 HA 8 = 2.51 cm².

✚ Sens v-v :

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0.3 M_y = 0.3 \times 9.37 = 2.81 \text{ KN.m.}$$

$$d = h_c - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b f_{bu} d^2} = \frac{2.81 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.012 < 0.392 . \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.81 \times 10^3}{0.994 \times 0.13 \times 348 \times 10^2} = 0.625 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm².

➤ En travée :

$$M_t = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.37 = 7.96 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b f_{bu} d^2} = \frac{7.96 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.033 < 0.3 \Rightarrow \text{La section est simplement}$$

armée.

$$\mu_b = 0.033 \longrightarrow \beta = 0.9835$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.96 \times 10^3}{0.9835 \times 0.13 \times 348 \times 10^2} = 1.79 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA 8 = 2.01 cm².

Résumé des résultats :

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée	A Adoptée (cm ²)
Sur appuis	x-x	3.18	0	0.9935	0.707	4 HA 8	2.01
	y-y	2.81	0.012	0.994	0.625	4 HA 8	2.01
En travée	x-x	9.01	0.037	0.9815	2.03	5 HA 8	2.51
	y-y	7.96	0.033	0.9835	1.79	4 HA 8	2.01

✚ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}$$

Avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1$$

➤ **Sens x-x :**

• **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-1)}{2} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifier .}$$

✚ **Sens x-x :**

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(8-1)}{2} = 1.2 \text{ c m}^2.$$

$$A_c = 2.51 \text{ c m}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ c m}^2 \text{ Condition vérifier .}$$

✚ **Sens y-y :**

➤ **En appuis :**

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(8-1)}{2} = 1.2 \text{ c m}^2.$$

$$A_y = 2.01 \text{ c m}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ c m}^2 \text{ Condition vérifier .}$$

✚ **Sens y-y :**

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(8-1)}{2} = 1.2 \text{ c m}^2.$$

$$A_c = 2.01 \text{ c m}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ c m}^2 \text{ Condition vérifier .}$$

Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25cm)$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(2h; 25cm)$

Armatures supérieures : $St = 25cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm.$

Armatures inférieures : $St = (20 ; 25)cm \leq \min(2h; 25cm) = 25cm.$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$\mu_c = 2(1,05 + 1,05) = 4,2m$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5KN$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5KN \leq 472,5KN \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P}{(2U + V)}$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57KN$$

Au milieu de V on a :

$$Vu = \frac{P}{3U}$$

$$Vu = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,219 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

Vérification à L'ELS :

$$v = 0,2$$

✚ Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

D'où : $M_1 = 0.0808$

$M_2 = 0.0707$

$$q_s = G + Q = G$$

$$q_s = 90 \text{ KN.m}$$

$$M_{x1} = 90 \times (0.0808 + 0.2 \times 0.0707) = 8.54 \text{ KN.m .}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0.0707 + 0.2 \times 0.0808) = 7.82 \text{ KN.m .}$$

✚ Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

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

$$\text{Pour : } \rho = 1 \longrightarrow \mu_y = 1$$

$$\mu_x = 0.0368$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (25 \times 0.15) + 1$$

$$q_s = 4.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 4.75 \times (1.80)^2 = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.57 = 0.57 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.54 + 0.57 = 9.11 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.82 + 0.57 = 8.39 \text{ KN.ml}$$

➤ **Sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.11 = 2.73 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.11 = 7.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y-y :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.11 = 2.73 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.39 = 7.13 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

➤ **Sens X-X :**

- Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.18}{2.73} = 1.16$$

$$\mu_{\text{B}} = 0.0132 \longrightarrow \alpha = 0.0163.$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.0163 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.01}{7.74} = 1.16$$

$$\mu_{\text{B}} = 0.037 \longrightarrow \alpha = 0.0472.$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.072 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

CHAPITRE IV

MODELISATION DE

LA STRUCTURE

AVEC ETABS

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.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

❖ Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

❖ Description du logiciel *ETABS* :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). *ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

❖ Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS .



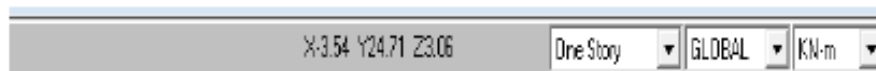
❖ Etapes de modélisation :

➤ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

• Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



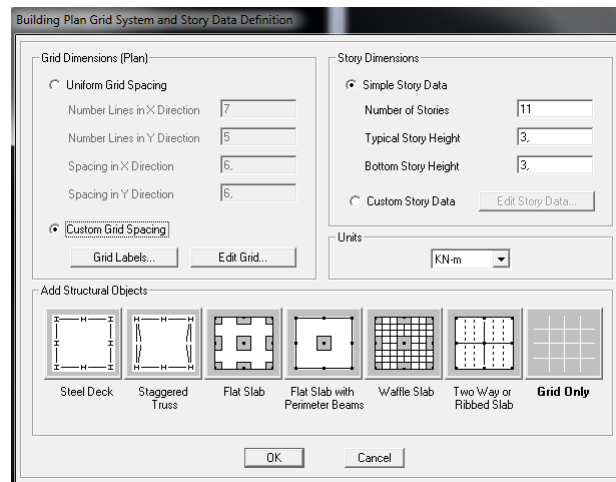
• Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

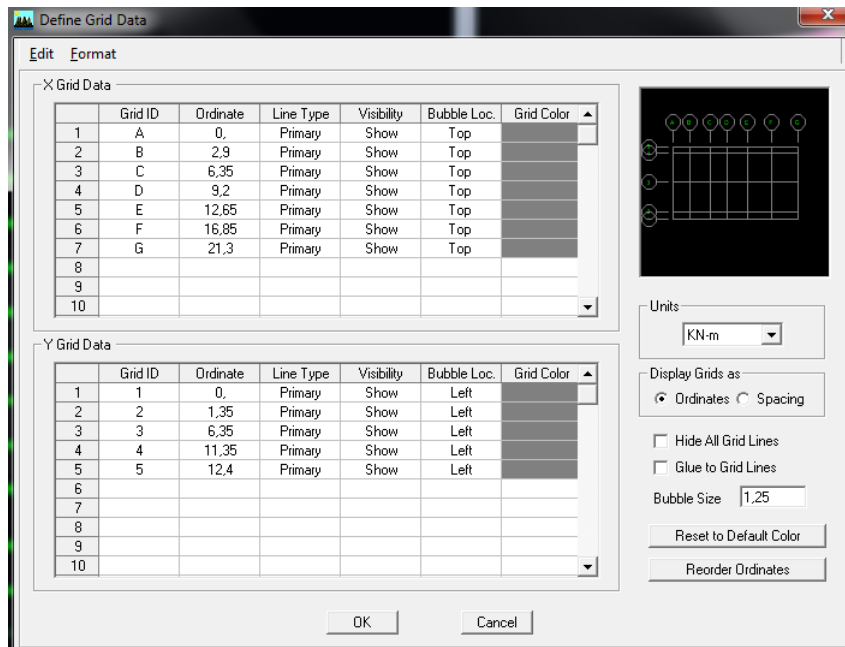


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3,06	34,57	Yes		No	0,
11	STORY10	3,06	31,51	No	STORY11	No	0,
10	STORY9	3,06	28,45	No	STORY11	No	0,
9	STORY8	3,06	25,39	No	STORY11	No	0,
8	STORY7	3,06	22,33	No	STORY11	No	0,
7	STORY6	3,06	19,27	No	STORY11	No	0,
6	STORY5	3,06	16,21	No	STORY11	No	0,
5	STORY4	3,06	13,15	No	STORY11	No	0,
4	STORY3	3,89	10,09	No	STORY11	No	0,
3	STORY2	3,1	6,2	No	STORY11	No	0,
2	STORY1	3,1	3,1	No	STORY11	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

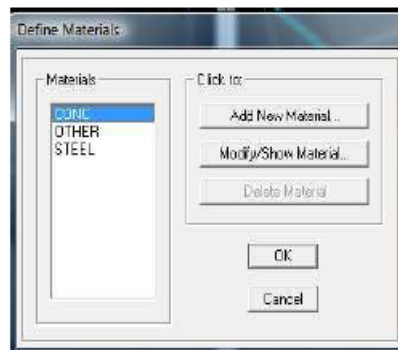
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

➤ **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /ShowMaterial**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante:



Material Property Data

Material Name: CONC

Display Color: [Color Selection]

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume: 2,4007
 Weight per unit Volume: 23,5616
 Modulus of Elasticity: 24821128,4
 Poisson's Ratio: 0,2
 Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 Shear Modulus: 10342136,8

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c: 27579,0316
 Bending Reinf. Yield Stress, fy: 413685,47
 Shear Reinf. Yield Stress, fys: 413685,47
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor: []

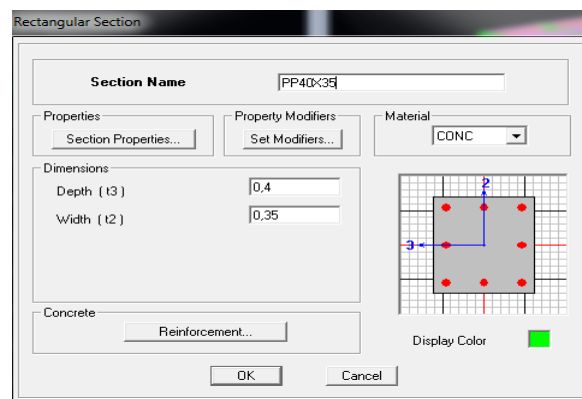
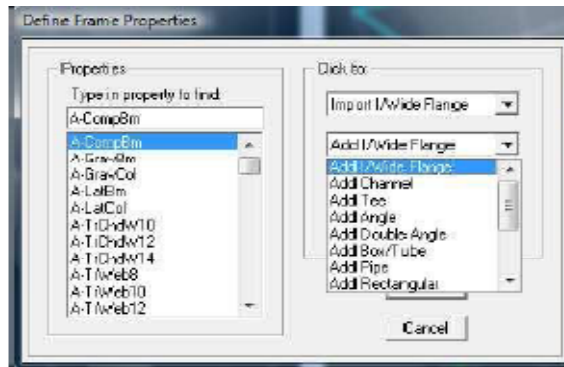
OK Cancel

➤ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



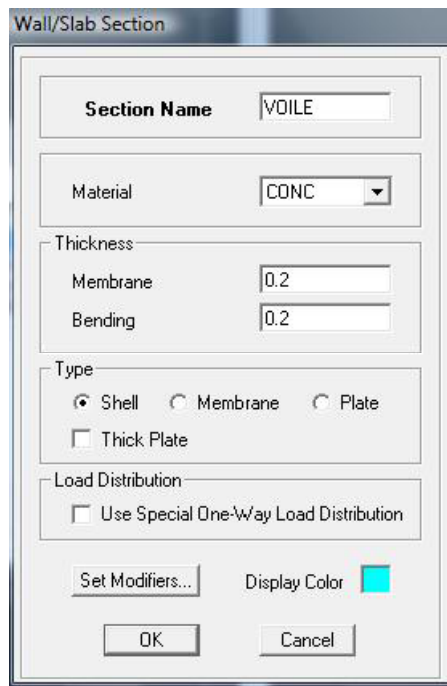
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, section de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

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** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



➤ **Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q):**

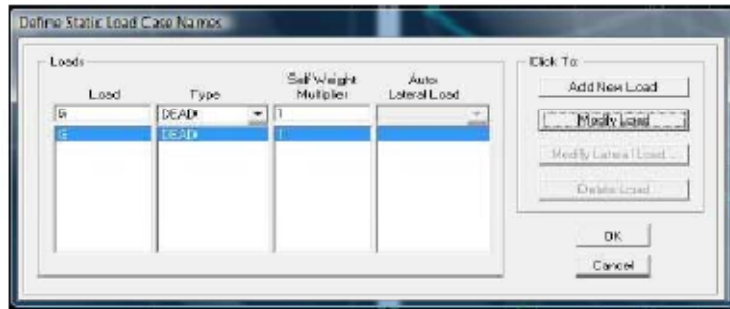
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

- ✓ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**



✓ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



• **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par Le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

✚ **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : **4a - Mixte Portiques-Voiles avec interaction** : **5**

Remplissage : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)

Site : **S3**

Facteur de qualité :

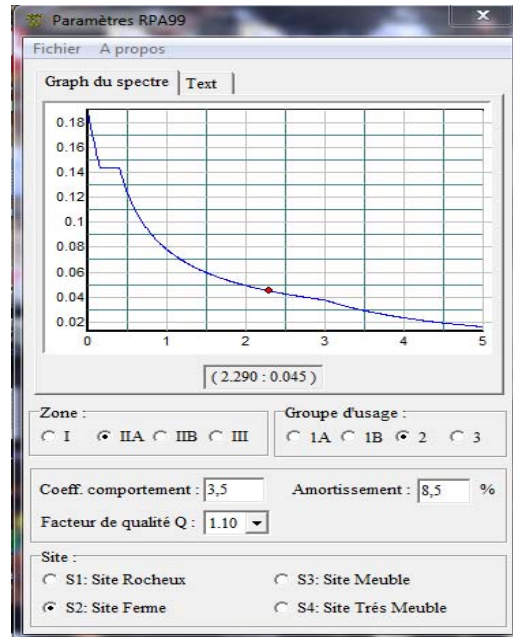
$$Q = 1 + \sum R_i$$

$$Q = 1.1$$

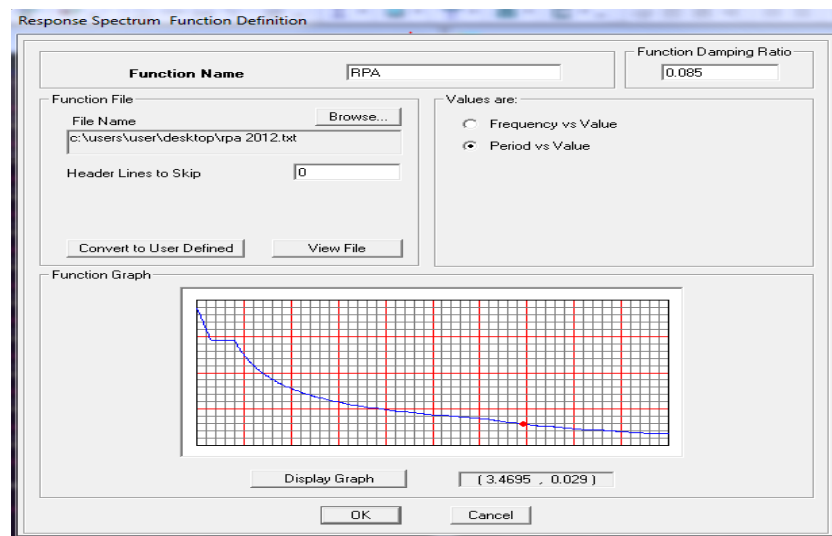
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**



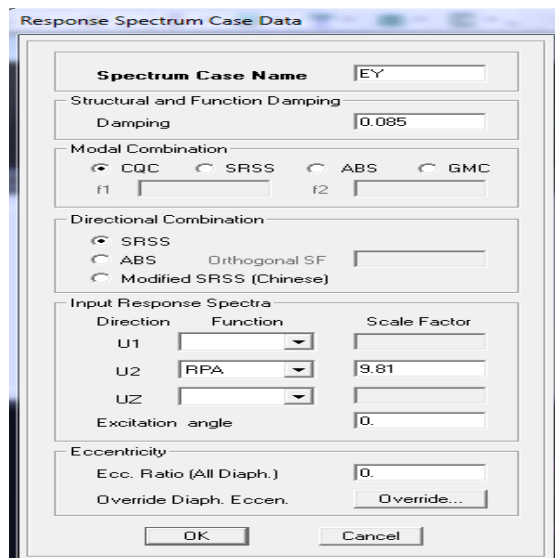
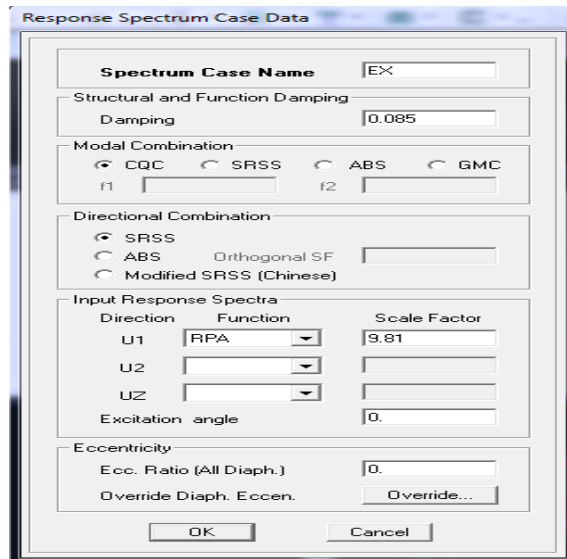
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA** .

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Exet Ey** (séisme), pour cela on clique sur :


Define Responses → **spectrum cases** → **Add New Spectrum**

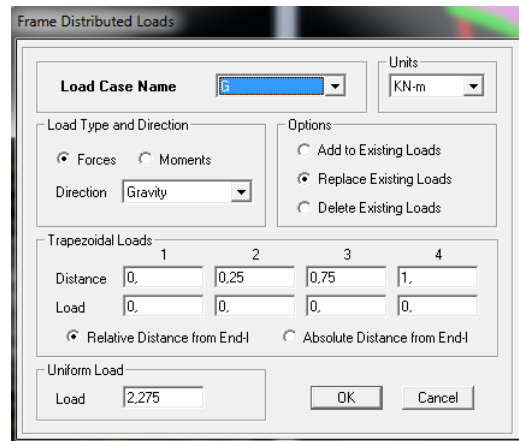


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2) .

➤ **Cinquièmes étape** : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **6^{ème} étape** : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

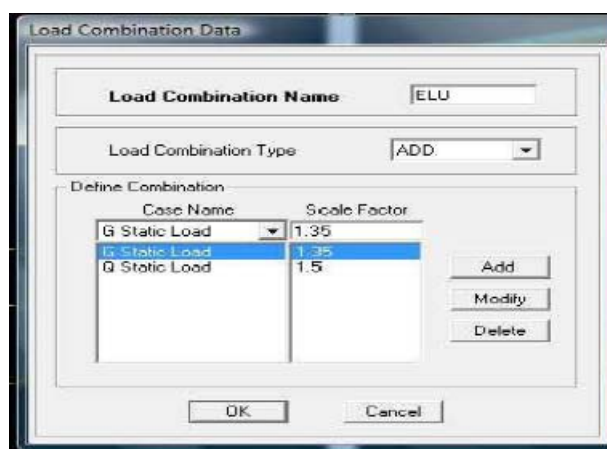
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G + Q + E$

08GE : $0.8G + E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load → **Combinations** → **Add New Combo**




On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

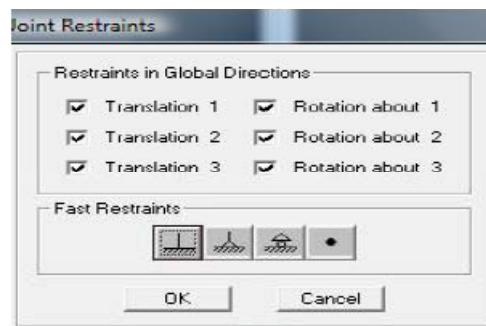
➤ **7^{ème} étape** : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

✓ APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints 



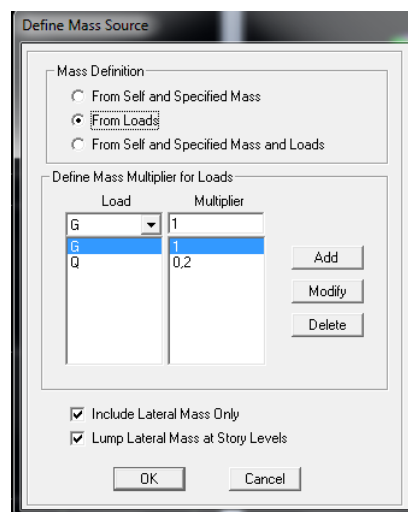
✓ Mass- Source :

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

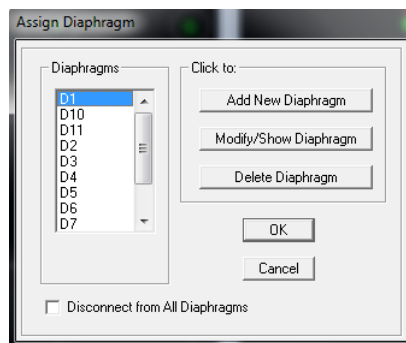


✓ Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats

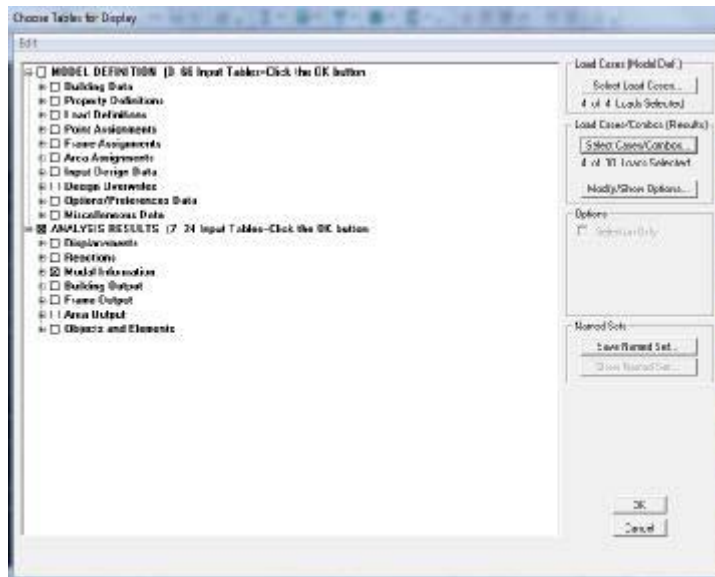
• Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

• Visualisation des résultats :

Période et participation modale :


Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



✓ Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display** .

✓ Efforts internes dans les éléments barres :

• Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —> **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

• Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

✓ Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .
 Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne **Ux** correspond au sens **xx** ,et **Uy** au sens **yy**.

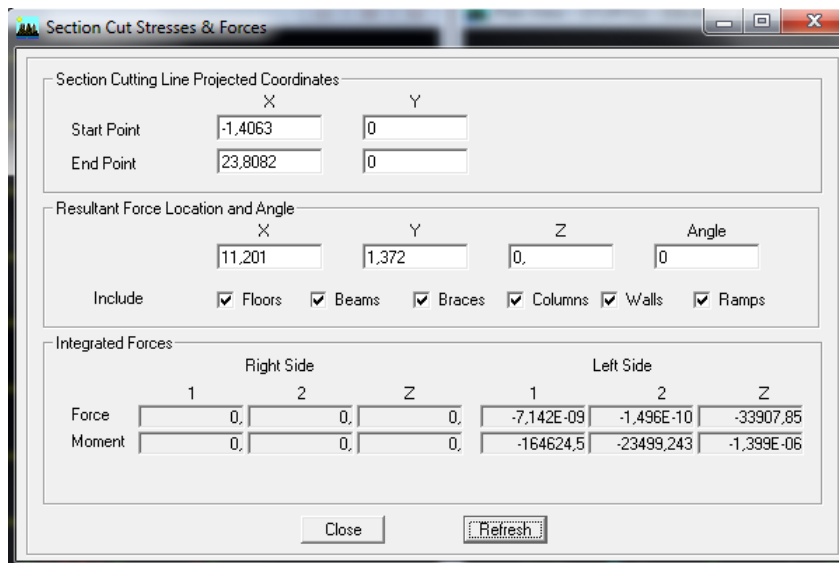
✓ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

✓ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



✚ **Remarque :**

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

CHAPITRE V

VÉRIFICATION

RPA

Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Cela implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

❖ Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

✚ 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.

Les forces sismiques sont considérées appliquées successivement suivant deux directions diagonales.

✓ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{ II}_b.$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en **a**).

✚ **Méthode d'analyse modale spectrale :**

✓ **Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✓ **Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des noeuds principaux (noeuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 de la masse totale.

✓ **Courbe Spectre de réponse de calcul :**

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

✚ **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le 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.

❖ **Vérification des conditions de la MSE :**

a) **Condition sur la hauteur :**

Tizi-ouzou , zone IIa => $H \leq 65m$

$H_T = 34.57 \text{ m} \leq 65m \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) **Régularité en plan :**

➤ **Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie mais la distribution des masses et des rigidités par rapport aux deux directions orthogonales est asymétrique,

————> Condition non vérifiée

Le rapport :

$$\frac{L}{l} = \frac{21.30}{10} = 2.13 < 4 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les excentricités :**

$e_x = 0.699 < 15 \% L_x = 3.195$ Condition vérifiée.

$e_y = 0.466 < 15 \% L_y = 1.5$ Condition vérifiée.

➤ **Décrochements du bâtiment en plan :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Dans notre cas :

• **Suivant le sens (x-x) :**

On n'a pas de décrochements suivant ce sens

Donc la condition vérifiée.

• **Suivant le sens (y-y) :**

$l_1 = 1.05m.$

$0.25 \times L_y = 0.25 \times 12,40 = 3,1$

$l_1 < 0.25 L_y \longrightarrow$ Condition non vérifiée.

➤ **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15% de celle du plancher :

$$S_0 < 15 \% S_r$$

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_r : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 12.79 \text{ m}^2.$$

$$S_r = 225.68 \text{ m}^2.$$

$$15\% S_r = 40.36 \text{ m}^2$$

$$S_0 < 15\% S_r \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion 1:

La condition de symétrie en plan n'est pas vérifiée, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

c) **Régularité en élévation :**

➤ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.

⇒ Condition vérifiée.

➤ Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

⇒ Condition vérifiée.

➤ Décrochement en élévation :

On n'a pas de décrochement en élévation

⇒ Condition vérifiée.

Conclusion 2 :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas toutes satisfaites, donc la méthode statique est inapplicable. Alors que le calcul sismique se fera par la **méthode dynamique spectrale.**

❖ Méthode dynamique modale spectrale

✚ Caractéristiques du spectre de réponse:

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

➤ Le site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2 (site ferme)**.
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

✓ La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S2 (site ferme).

➤ La zone :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité ,Notre ouvrage est situé à TIZI- OUZOU (**Zone IIA**)

➤ Le groupe d'usage :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation, classé au **groupe d'usage 2**.

➤ Coefficient d'amortissement :

C'est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 8.5 \%$$

➤ **Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de

- ✓ La redondance en plan.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle des matériaux et l'exécution.

Q est déterminé par la formule:

$$Q=1+\sum_1^6 p_q$$

Avec :

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de quantité "q" soit satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (R.P.A.99).

▪ **Régularité en plan :**

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.

Sens x-x \longrightarrow Condition non vérifiée

Sens y-y \longrightarrow Condition vérifiée

La régularité en plan n'est pas vérifiée : $P_{1x} = 0$; $P_{1y} = 0,05$

▪ **Régularité en élévation :**

-Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

-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.

-Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x \longrightarrow Condition vérifiée

Sens y-y \longrightarrow Condition non vérifiée

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0$; $P_{y3} = 0.05$

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles 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.

Sens x-x \longrightarrow Condition non vérifiée

Sens y-y \longrightarrow Condition non vérifiée

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0.05$; $P_{y3} = 0.05$

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$$P5x = P5y = 0$$

$$P6x = P6y = 0$$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite :

Sens xx :

Critère q	Pénalité pq
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1,10$$

Sens yy :

Critère q	Pénalité pq
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1.10$$

Conclusion :

$$Q_x = 1.10 \text{ et } Q_y = 1.10$$

➤ Coefficient de comportement R

Il dépend du système de contreventement

Etude du contreventement :

- charge horizontale :

✓ Sens x-x

L'effort total repris par les éléments structuraux :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1,6007	Y: 0
End Point	X: 25,4287	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
11,914	1,0155	0	0

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	1665,4999	103,9003	9,4413
Moment	0	0	0	2528,4378	39033,503	8528,3014

L'effort total repris par les portiques seuls :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1,6656	Y: 0
End Point	X: 23,2897	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
10,812	1,2424	0	0

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	112,2939	5,2483	93,7679
Moment	0	0	0	1329,1398	21392,6799	551,8612

L'effort total repris par les voiles seuls :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1,6656	Y: 0
End Point	X: 23,2897	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
10,812	1,2424	0	0

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	1553,4535	98,6651	98,3119
Moment	0	0	0	1399,1801	17770,9426	7544,7008

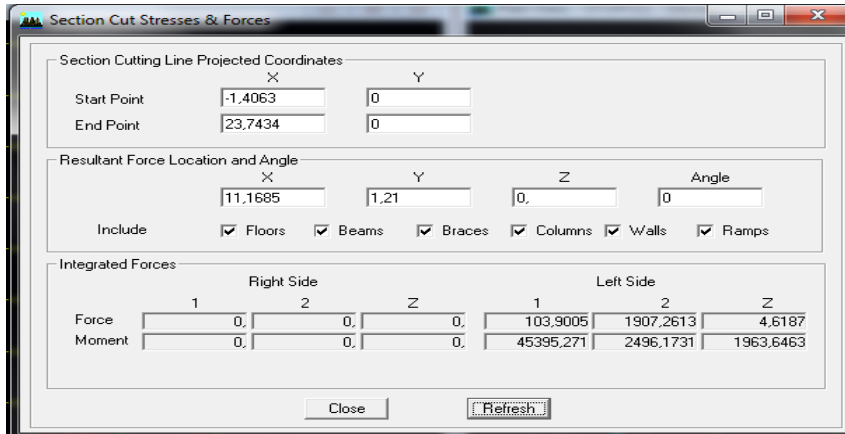
Sens x - x :

Effort repris par les portiques = 6.74 %

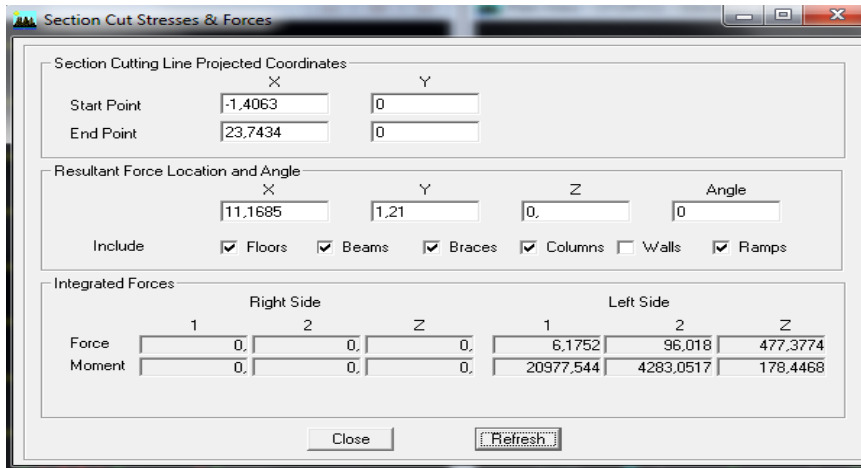
Effort repris par les voiles = 93.27 %

✓ Sens y-y

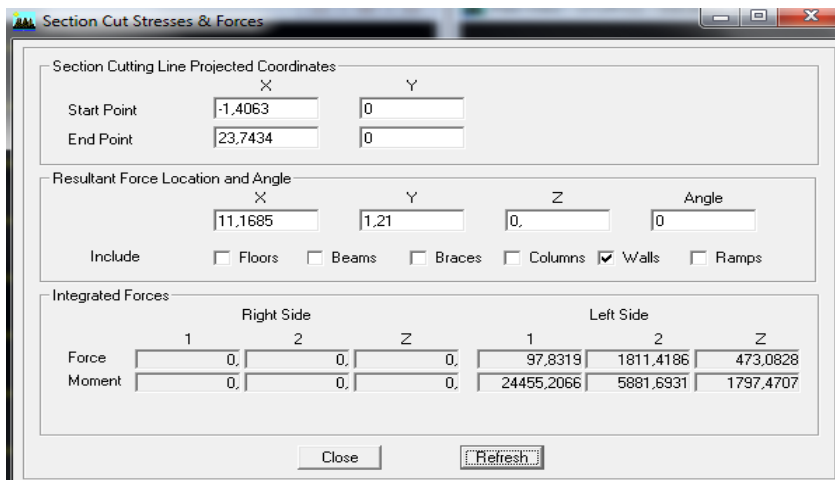
L'effort total repris par les éléments structuraux :



L'effort total repris par les portiques seuls :



L'effort total repris par les voiles seuls :



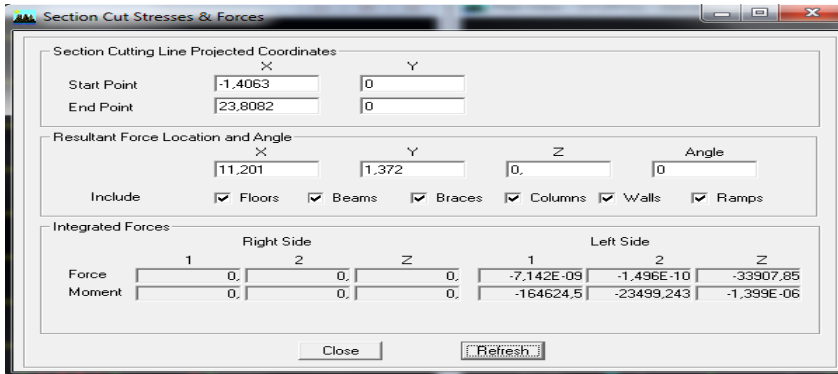
Sens y - y :

Effort repris par les portiques = 5.03 %

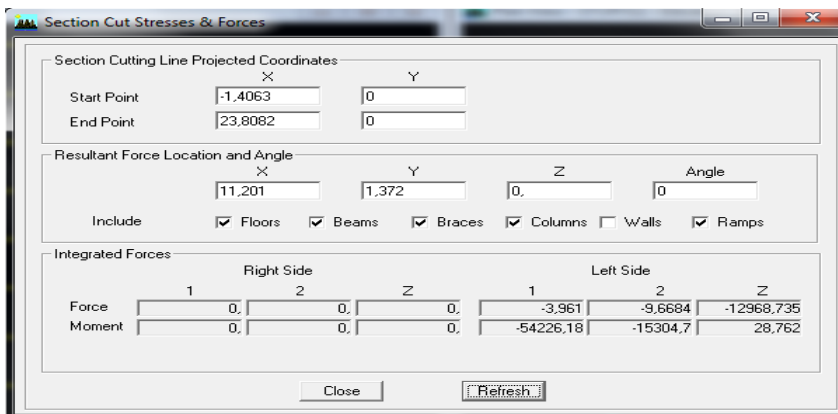
Effort repris par les voiles = 94.97 %

- charge verticales :**

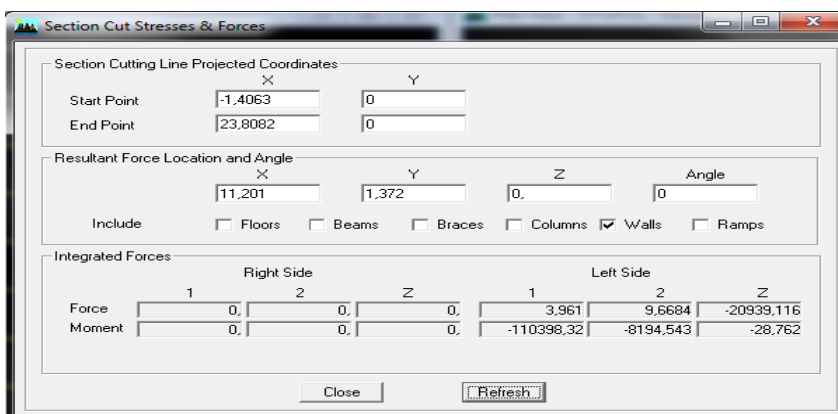
L'effort total repris par les éléments structuraux :



L'effort total repris par les portiques seuls :



L'effort total repris par les voiles seuls :



Effort repris par les portiques = 38.25 %

Effort repris par les voiles = 61.75 %

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles porteurs.

=> $R = 8.5\%$

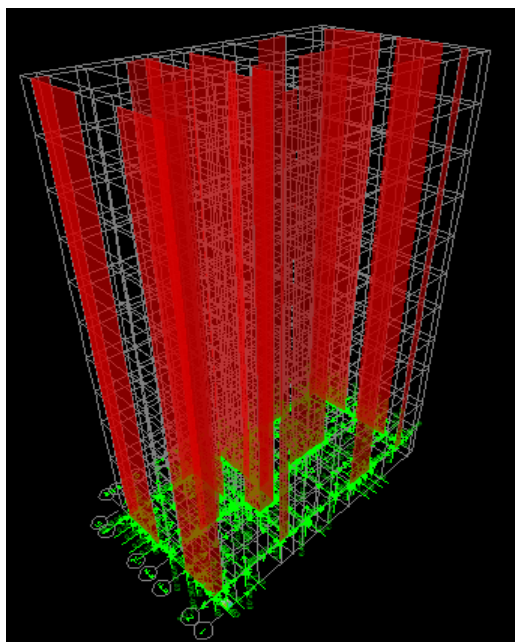


Figure : Vue en 3D de la disposition des voiles

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	II _a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient d'amortissement	0,085	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	3,5	Tableau 4.3

Tableau :Caractéristiques du spectre de réponse:

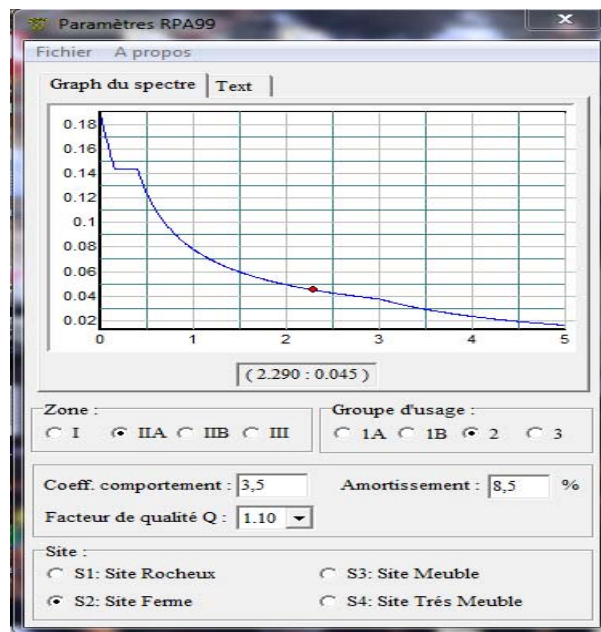


Figure :Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

- 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 et donné par le tableau 4.6.
- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Pour le sens xx :

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 34.57 \text{ m.}$$

$$D = 21.30 \text{ m.}$$

Alors : $T = \min (0.674 \text{ sec}, 0.713 \text{ sec})$

Donc $T = 0.674 \text{ sec}$

Pour le sens yy:

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 34.57 \text{ m.}$$

$$d_x = 10 \text{ m.}$$

$T = \min (0.984 \text{ sec}, 0.713 \text{ sec})$

Donc $T = 0,713 \text{ sec.}$

Les valeurs de période et participation massique :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,867777	74,0721	0,1803	0	74,0721	0,1803	0
2	0,66765	0,1777	71,6148	0	74,2499	71,7951	0
3	0,526105	0,0806	0,3821	0	74,3305	72,1772	0
4	0,23378	12,6815	0,0252	0	87,012	72,2024	0
5	0,168008	0,0165	15,2404	0	87,0284	87,4428	0
6	0,138698	0,0177	0,018	0	87,0461	87,4609	0
7	0,104712	4,9621	0,0056	0	92,0082	87,4664	0
8	0,073688	0,0059	4,9707	0	92,0141	92,4371	0
9	0,062305	0,5129	0,0423	0	92,527	92,4794	0
10	0,061117	2,6552	0,0003	0	95,1821	92,4797	0
11	0,044267	0,0089	3,1179	0	95,191	95,5976	0
12	0,042129	2,0366	0,0105	0	97,2276	95,6081	0

Tableau : Valeur de T trouvé par ETABS

On a : T=0.868 s

✓ Valeur de T trouvé par La formule empirique :

Selon x-x : T=0.674 s

Selon y-y : T=0.713 s

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Selon x-x $0.868 < 0.674 \times 1.3 = 0.876 \text{ s}$ $\square \square \implies$ Condition vérifiée.

Selon y-y $0.868 < 0,713 \times 1.3 = 0.927$ $\square \square \implies$ Condition vérifiée

❖ **Participation massique et le nombre de modes à considérer :**

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY) .

Pour notre structure, nous aurons cette vérification satisfaite au mode 8 ;les résultats sont donnés au tableau ci-dessus (**Tableau :** Valeur de T trouvé par ETABS)

La participation massique est vérifiée.

❖ Le déplacement relatif des niveaux :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ke} \quad \text{Avec :}$$

R: Coefficient de comportement (R = 3.5).

δ_k : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens :

Story	$\delta_{e_{k(x)}} (m)$	$\delta_{e_{k(y)}} (m)$	R	$\delta_{k(x)} (m)$	$\delta_{k(y)} (m)$	ΔX	ΔY	l% xh
STORY11	0,0188	0,0135	3,5	0,0014	0,0012	0,0049	0,0042	0.0306
STORY10	0,0174	0,0123	3,5	0,0016	0,0013	0,0056	0,00455	0.0306
STORY9	0,0158	0,011	3,5	0,0016	0,0014	0,0056	0,0049	0.0306
STORY8	0,0142	0,0096	3,5	0,0019	0,0014	0,00665	0,0049	0.0306
STORY7	0,0123	0,0082	3,5	0,002	0,0015	0,007	0,00525	0.0306
STORY6	0,0103	0,0067	3,5	0,0021	0,0014	0,00735	0,0049	0.0306
STORY5	0,0082	0,0053	3,5	0,002	0,0014	0,007	0,0049	0.0306
STORY4	0,0062	0,0039	3,5	0,0021	0,0013	0,00735	0,00455	0.0306
STORY3	0,0041	0,0026	3,5	0,0022	0,0014	0,0077	0,0049	0,0389
STORY2	0,0019	0,0012	3,5	0,0013	0,0008	0,00455	0,0028	0,031
STORY1	0,0006	0,0004	3,5	0,0006	0,0004	0,0021	0,0014	0,031

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

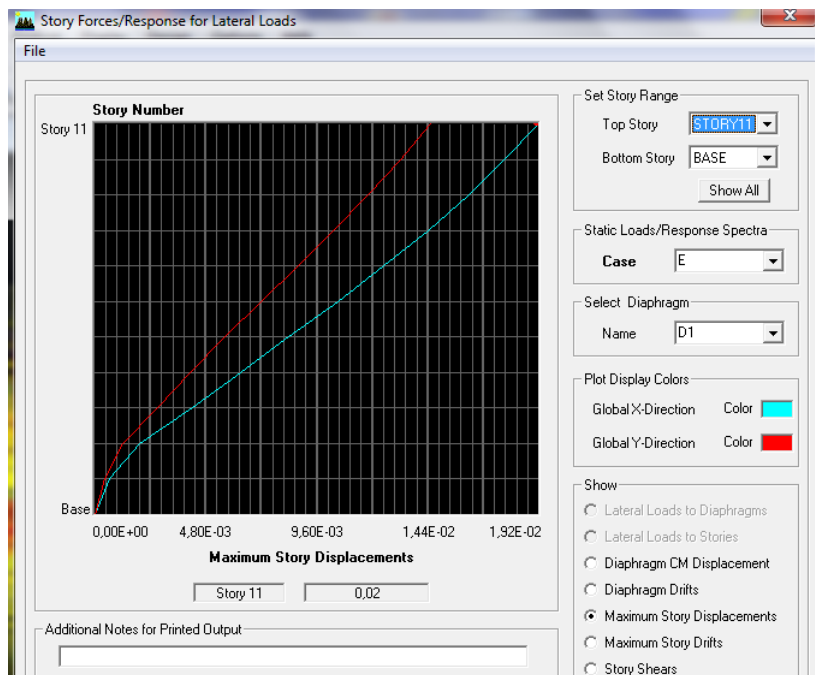
❖ Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.



H_t=34.57m => δ_{max} = 0.069 > 0.02

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 ART 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

▪ **Calcul des coefficients A,D,R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique IIa

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

(Tab 4.7) de RPA99 :

Site ferme $\rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique

le système est contreventé par voiles porteurs $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

D'où $\Rightarrow \eta = 0.81 \geq 0.70$ 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.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure en fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

✓ **Calcul de des facteurs d'amplifications dynamiques moyens D :**

L'article 4.24 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%

Sens xx :

$$D = 2,5\eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 s \quad (4.2 \text{ RPA } 99 \text{ VERSION } 2003)$$

$$D=2.5 \times 0.81 (0.4/0.674)^{2/3} = 1.43 \text{ sec}$$

Sens yy :

$$D = 2,5\eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 s \quad (4.2 \text{ RPA } 99 \text{ VERSION } 2003)$$

$$D=2.5 \times 0.81 (0.4/0.713)^{2/3} = 1.38 \text{ sec}$$

✓ **Masse total de la structure :**

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastree à sa base (rdc), les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

La masse est donnée par la formule suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec : W_i : le poids total de niveau i

W_{Gi} : le poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : le poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4-5 (RPA 99 VERSION 2003)

$\beta=0.2$ (bâtiment à usage d'habitation).

Les masses revenant aux différents planchers sont représentées dans le tableau ci-après

Poids total: $W_T = 29858.59 \text{ KN}$

▪ **Du logiciel ETABS :**

$W_t = 3043.69 \times 9.81 = 29858.59 \text{ KN}$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.15 \times 1.43 \times 1.10 \times 29858.59)}{3.5} = 2012.89 \text{ KN}$$

$$V_L = \frac{(0.15 \times 1.38 \times 1.10 \times 29858.59)}{3.5} = 1942.51 \text{ KN}$$

Spectre	Fx (KN)	Fy (KN)	V (KN)	80%V	0.8V < F
Ex	1665.4999	/	1942.51	1554.51	Oui
Ey	/	1907.2613	2012.89	1610.31	Oui

Tableau : l'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieur à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' (RPA99/version 2003 Article. 4.3.6)

Donc la condition est vérifiée.

❖ **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 $\pm 0.05 L$, (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.

• **Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_x$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5% Lx	condition
STORY1	D1	10,41	9,711	0,699	1,065	condition vérifiée
STORY2	D2	10,396	9,982	0,414	1,065	condition vérifiée
STORY3	D3	10,391	10,268	0,123	1,065	condition vérifiée
STORY4	D4	10,459	10,441	0,018	1,065	condition vérifiée
STORY5	D5	10,466	10,572	0,106	1,065	condition vérifiée
STORY6	D6	10,471	10,667	0,196	1,065	condition vérifiée
STORY7	D7	10,471	10,734	0,263	1,065	condition vérifiée
STORY8	D8	10,471	10,779	0,308	1,065	condition vérifiée
STORY9	D9	10,471	10,814	0,343	1,065	condition vérifiée
STORY10	D10	10,471	10,848	0,377	1,065	condition vérifiée
STORY11	D11	10,533	10,888	0,355	1,065	condition vérifiée

Tableau : Excentricité suivant x-x

• **Suivant Y-Y :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_y$$

Tory	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5% Ly	condition
STORY1	D1	6,489	6,493	0,004	0,5	condition vérifiée
STORY2	D2	6,504	6,473	0,031	0,5	condition vérifiée
STORY3	D3	6,507	6,484	0,023	0,5	condition vérifiée
STORY4	D4	6,231	6,5	0,269	0,5	condition vérifiée
STORY5	D5	6,23	6,515	0,285	0,5	condition vérifiée
STORY6	D6	6,228	6,53	0,302	0,5	condition vérifiée
STORY7	D7	6,228	6,542	0,314	0,5	condition vérifiée
STORY8	D8	6,228	6,552	0,324	0,5	condition vérifiée
STORY9	D9	6,228	6,568	0,342	0,5	condition vérifiée
STORY10	D10	6,228	6,577	0,351	0,5	condition vérifiée
STORY11	D11	6,112	6,585	0,475	0,5	condition vérifiée

Tableau : Excentricité suivant y-y

❖ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{Nd}{Bcfc_{28}} \leq 0,3$$

Avec

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd=1128,56 KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{Nd}{Bcfc_{28}} = 0,22 \leq 0,30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-D (Art 5.9/RPA99) :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- D) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Story	Pk (KN)	$\Delta(x)$	$V_k(x) \times h_k$	\square_x	$\Delta(y)$	$V_k(y) \times h_k$	\square_y
STORY1	29377,313	0,0021	5173,094	0,01192562	0,0014	5921,279	0,00694584
STORY2	26916,58	0,0045	5092,091	0,02378681	0,0028	5844,12	0,01289611
STORY3	24333,2	0,0077	6185,2945	0,03029211	0,0049	7112,51	0,0167638
STORY4	21798,62	0,0073	4628,923	0,03437731	0,0045	5335,229	0,01838605
STORY5	18966,45	0,007	4299,178	0,03088152	0,0049	4977,73	0,01867028
STORY6	16166,47	0,0073	3925,24	0,03006574	0,0049	4553,98	0,01739483
STORY7	13394,27	0,007	3498,83	0,0267975	0,0052	4071,94	0,01710492
STORY8	10622,08	0,0066	3013,97	0,02326026	0,0049	3507,86	0,01483759
STORY9	7849,88	0,0056	2447,29	0,01796245	0,0049	2844,43	0,01352271
STORY10	5077,69	0,0056	1782,17	0,0159553	0,0045	2068,92	0,01104422
STORY11	2305,5	0,0049	961,14	0,0117537	0,0042	1088,99	0,00889182

Tableau : Vérification de l'effet P-D .

Donc: Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

Après vérification on opte pour des sections suivantes :

➤ **Poteaux :**

- 02 SOUS SOLS ,RDC , 1^{er} et 2eme etage ⇒ (45 ×45)
- 3eme ,4eme ,.....8eme etage ⇒ (40 ×40)

➤ **Poutre :**

- Poutres principales ⇒ (35 ×40)
- Poutres secondaires ⇒ (30 ×35)

❖ **Conclusion générale :**

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc en peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

CHAPITRE VI

FÉRRAILLAGE DES

POUTRES

❖ Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

ELU..... $1.35 G + 1.5 Q$ et ELS..... $G + Q$

$G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$ RPA 2003

✚ Recommandations du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante. 6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone II).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives doit être effectué avec des crochets d'angle de 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ **Armatures transversales :**

, La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

, L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1 \right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

Ø: Le plus petit diamètre utilisé des 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 5 cm 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 :

- $\frac{1}{5}A$: 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.
- $\frac{1}{4}A$: 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.

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 $\frac{1}{10}$ de la portée.

✚ **Calcul de ferrailage :**

➤ **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable).}$$

• **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.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armature :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- **2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

➤ **Tableau :** les efforts internes des poutres principales [M (kn.m),V (kn)] :

NIVEAUX	EFFORTS	Situation courante		situation accidentelle
		ELU	ELS	
1	M_{travée}(M_{3max})	67.186	47.799	74,91
	M_{appui}(M_{3min})	-99.32	-70.66	-79,863
	V_{max} (V_{2max})	136.16	96.88	135,54
2	M_{travée}(M_{3max})	66.731	47.47	117.016
	M_{appui}(M_{3min})	-99.145	-70.525	-108.696
	V_{max} (V_{2max})	135.73	96.57	206.05
3	M_{travée}(M_{3max})	59.656	42.779	136.739
	M_{appui}(M_{3min})	-89.924	-64.464	-124.443
	V_{max} (V_{2max})	121.37	87.04	237.95
4	M_{travée}(M_{3max})	49.16	35.644	134.79
	M_{appui}(M_{3min})	-82.599	-58.922	-120.457
	V_{max} (V_{2max})	120.89	86.11	233.86
5	M_{travée}(M_{3max})	49.894	36.17	130.041
	M_{appui}(M_{3min})	-83.093	-59.276	-112.486
	V_{max} (V_{2max})	121.12	86.27	226.11
6	M_{travée}(M_{3max})	49.917	36.195	118.66
	M_{appui}(M_{3min})	-86.21	-61.505	-122.285
	V_{max} (V_{2max})	121.27	86.38	206.90
7	M_{travée}(M_{3max})	49.84	36.139	105.215
	M_{appui}(M_{3min})	-86.426	-61.661	-121.314
	V_{max} (V_{2max})	121.47	86.53	184.74
8	M_{travée}(M_{3max})	49.781	36.097	90.235

	M_{appui}(M_{3min})	-86.531	-61.738	-117.185
	V_{max} (V_{2max})	121.55	86.59	159.47
9	M_{travée}(M_{3max})	49.814	36.123	83.579
	M_{appui}(M_{3min})	-86.624	-61.807	-111.377
	V_{max} (V_{2max})	121.64	86.66	133.27
10	M_{travée}(M_{3max})	49.472	35.864	77.899
	M_{appui}(M_{3min})	-86.716	-62.416	-106.847
	V_{max} (V_{2max})	121.71	86.71	115.72
11	M_{travée}(M_{3max})	47.314	34.575	65.726
	M_{appui}(M_{3min})	-86.434	-61.71	-91.647
	V_{max} (V_{2max})	121.39	86.49	94.99

➤ Tableau : les efforts internes des poutres secondaires [M (kn.m),V (kn)] :

NIVEAUX	EFFORTS	Situation courante		situation accidentelle
		ELU	ELS	
1	M_{travée}(M_{3max})	67.186	6.451	42.337
	M_{appui}(M_{3min})	-99.32	-11.046	-45.751
	V_{max} (V_{2max})	136.16	15.84	62.95
2	M_{travée}(M_{3max})	66.731	10.335	67.189
	M_{appui}(M_{3min})	-99.145	-18.999	-70.059
	V_{max} (V_{2max})	135.73	23.68	-90.82
3	M_{travée}(M_{3max})	59.656	16.152	83.391
	M_{appui}(M_{3min})	-89.924	-27.087	-87.536
	V_{max} (V_{2max})	121.37	31.39	109.67
4	M_{travée}(M_{3max})	49.16	21.086	89.389
	M_{appui}(M_{3min})	-82.599	-32.802	-95.05
	V_{max} (V_{2max})	120.89	38.51	118.74
5	M_{travée}(M_{3max})	49.894	23.086	88.904
	M_{appui}(M_{3min})	-83.093	-36.826	-95.512
	V_{max} (V_{2max})	121.12	41.98	115.82
6	M_{travée}(M_{3max})	49.917	27.508	83.317
	M_{appui}(M_{3min})	-86.21	-42.241	-96.246
	V_{max} (V_{2max})	121.27	48.22	106.49
7	M_{travée}(M_{3max})	49.84	30.985	78.302
	M_{appui}(M_{3min})	-86.426	-47.199	-95.627
	V_{max} (V_{2max})	121.47	53.5	101.51
8	M_{travée}(M_{3max})	49.781	33.452	71.372

	M_{appui}(M_{3min})	-86.531	-50.843	-92.585
	V_{max} (V_{2max})	121.55	57.31	98.42
	9	M_{travée}(M_{3max})	49.814	35.084
	M_{appui}(M_{3min})	-86.624	-53.341	-88.202
	V_{max} (V_{2max})	121.64	59.9	93.91
	10	M_{travée}(M_{3max})	49.472	37.037
	M_{appui}(M_{3min})	-86.716	-55.516	-84.214
	V_{max} (V_{2max})	121.71	62.48	90.48
	11	M_{travée}(M_{3max})	47.314	31.488
	M_{appui}(M_{3min})	-86.434	-52.165	-73.534
	V_{max} (V_{2max})	121.39	56.65	74.82

✚ Poutres principales :

➤ **Ferrailage en travée :**

Tableau: Ferrailage en travée des Poutres principales.

Ni v	Mtmax (KN.m)	COMB	μ	Obs	B	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	A _{sad} [cm ²]
1	74.91	ACC	0,068	SSA	0,965	5,107	7	3HA14+3HA16	10.64
2	117.016	ACC	0,107	SSA	0,943	8,164	7	3HA14+3HA16	10.64
3	136.739	ACC	0,124	SSA	0,934	9,632	7	3HA14+3HA16	10.64
4	134.79	ACC	0,123	SSA	0,934	9,494	7	3HA14+3HA16	10.64
5	130.041	ACC	0,118	SSA	0,937	9,131	7	3HA14+3HA16	10.64
6	118.66	ACC	0,108	SSA	0,943	8,278	7	3HA14+3HA16	10.64
7	105.215	ACC	0,096	SSA	0,949	7,294	7	3HA14+3HA16	10.64
8	90.235	ACC	0,082	SSA	0,957	6,203	7	3HA14+3HA16	10.64
9	83.579	ACC	0,076	SSA	0,96	5,728	7	3HA14+3HA16	10.64
10	77.899	ACC	0,071	SSA	0,963	5,322	7	3HA14+3HA16	10.64
11	65.726	ACC	0,060	SSA	0,969	4,462	7	3HA14+3HA16	10.64

➤ **Ferrailage en appuis :**

Tableau : Ferrailage en appuis des Poutre principales.

Ni v	Mamax (KN.m)	COMB	M	obs	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	A _{sad} [cm ²]
1	99,32	COU	0.155	SSA	0.915	8.66	7	6HA14	9.24
2	108.696	ACC	0,099	SSA	0,947	7,551	7	6HA14	9.24
3	124.443	ACC	0,113	SSA	0,939	8,719	7	6HA14	9.24
4	120.457	ACC	0,110	SSA	0,942	8,413	7	6HA14	9.24
5	112.486	ACC	0,102	SSA	0,946	7,823	7	6HA14	9.24
6	122.285	ACC	0,111	SSA	0,94	8,559	7	6HA14	9.24
7	121.314	ACC	0,110	SSA	0,942	8,473	7	6HA14	9.24
8	117.185	ACC	0,107	SSA	0,943	8,176	7	6HA14	9.24
9	111.377	ACC	0,101	SSA	0,946	7,746	7	6HA14	9.24
10	106.847	ACC	0,097	SSA	0,948	7,415	7	6HA14	9.24
11	91.647	ACC	0,083	SSA	0,956	6,307	7	6HA14	9.24

Poutres secondaires :

➤ **Ferrailage en travée :**

Tableau: Ferrailage en travée des Poutres secondaires.

Niv	Mtmax (KN.m)	COMB	M	obs	β	As [cm ²]	Amin[cm ²]	Ferrailage	A _{sad} [cm ²]
1	42.337	ACC	0,060	SSA	0,969	2,874	5,25	3HA14+3HA12	8.01
2	67.189	ACC	0,095	SSA	0,949	4,658	5.25	3HA14+3HA12	8.01
3	83.391	ACC	0,117	SSA	0,937	5,855	5.25	3HA14+3HA12	8.01
4	89.389	ACC	0,126	SSA	0,932	6,310	5.25	3HA14+3HA12	8.01
5	88.904	ACC	0,125	SSA	0,932	6,276	5.25	3HA14+3HA12	8.01
6	83.317	ACC	0,117	SSA	0,937	5,850	5.25	3HA14+3HA12	8.01
7	78.302	ACC	0,110	SSA	0,942	5,469	5.25	3HA14+3HA12	8.01
8	71.372	ACC	0,100	SSA	0,947	4,958	5.25	3HA14+3HA12	8.01
9	63.788	ACC	0,090	SSA	0,953	4,404	5.25	3HA14+3HA12	8.01
10	57.26	ACC	0,081	SSA	0,957	3,936	5.25	3HA14+3HA12	8.01
11	52.195	ACC	0,073	SSA	0,962	3,570	5.25	3HA14+3HA12	8.01

➤ **Ferrailage en appuis :**

Tableau: Ferrailage en appuis des Poutres secondaires.

Niv	Mamax (KN.m)	COMB	M	obs	B	As [cm ²]	Amin[cm ²]	Ferrailage	A _{sad} [cm ²]
1	45.751	ACC	0,064	SSA	0,967	3,113	5.25	3HA14+3HA12	8.01
2	70.059	ACC	0,099	SSA	0,947	4,867	5.25	3HA14+3HA12	8.01
3	87.536	ACC	0,123	SSA	0,934	6,166	5.25	3HA14+3HA12	8.01
4	95.05	ACC	0,134	SSA	0,928	6,738	5.25	3HA14+3HA12	8.01
5	95.512	ACC	0,134	SSA	0,928	6,771	5.25	3HA14+3HA12	8.01
6	96.246	ACC	0,136	SSA	0,927	6,831	5.25	3HA14+3HA12	8.01
7	95.627	ACC	0,135	SSA	0,927	6,787	5.25	3HA14+3HA12	8.01
8	92.585	ACC	0,130	SSA	0,93	6,550	5.25	3HA14+3HA12	8.01
9	88.202	ACC	0,124	SSA	0,934	6,213	5.25	3HA14+3HA12	8.01
10	84.214	ACC	0,119	SSA	0,936	5,919	5.25	3HA14+3HA12	8.01
11	73.534	ACC	0,104	SSA	0,945	5,119	5.25	3HA14+3HA12	8.01

❖ **Vérification :**

✚ **Vérification à ELU :**

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres principales

$$A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \quad \text{condition est vérifiée}$$

- Pour les poutres secondaires :

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2. \quad \text{condition est vérifiée}$$

➤ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$$

- Pour les poutres principales : $A_{\min} = 7 \text{ cm}^2.$

- Pour les poutres secondaires: $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2.$

** La condition du pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est vérifiée.*

➤ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentés :**

(Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = 136.16 / (35 \times 38) = 0.10 \text{ KN/cm}^2 = 1 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires $\tau_u = 86.30 / (30 \times 33) = 0.087 \text{ KN/cm}^2 = 0.87 \text{ MPa}$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme** : (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifié 99)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} = 3,33\text{Mpa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 1 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 0.87 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

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

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - M_u/0.9d > 0$; on doit prolonger au delà de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - M_u/0.9d$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales : $T_u - M_u/0.9d = 136.16 - (83.093/0.9 \times 0.38) = -121.84 < 0$
- Poutres secondaires : $T_u - M_u/0.9d = 86.3 - (76.679/0.9 \times 0.33) = -171.88 < 0$

\implies Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis** :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 121.12 \text{ KN} < \bar{T}_u = 798 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$T_u = 86.30 \text{ KN} < \bar{T}_u = 594 \text{ KN}$$

} La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des aciers.

- Poutres principales : $\tau_{se} = 1.25 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$
 - Poutres secondaires : $\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$
- } La contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

- Pour $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm.}$
- Pour $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm.}$
- Pour $\phi 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm.}$
- Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm.}$
- Pour $\phi 16$: $l_a = 22.58 \text{ cm.}$

➤ **Calcul des armatures transversales** : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

- **Sens principale :(PP)**

$$\Phi_t \leq \min(11.42\text{mm}, 14\text{mm}, 30\text{mm}) = 11.42 \text{ mm}$$

- ➤ **Sens secondaire :(PS)**

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 10 \text{ mm}$$

Donc :

On adopte pour toutes les poutres un diamètre de 8mm

Soit un cadre et un étrier de Ø8

Soit : $4\text{Ø}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des espacements :**

- **Sens principale :(PP)**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30\right\} = \min(10\text{cm}; 16.8\text{cm}; 30) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Donc : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

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

- **Sens secondaire :(PS)**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} \Rightarrow S_t = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

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

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

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

✓ **Poutres principales:** $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

✓ **Poutres secondaires:** $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

✚ **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.

➤ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$✓ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$$

$$✓ \overline{\sigma_{st}} = 348 MPa$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

Tableau: Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELu	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
en travée	47,799	10.64	0.800	0.871	23.76	135.72	5.71	15	vérifiée
Aux appuis	70,66	9.24	0.695	0.879	26.32	228.94	8.70		

Tableau : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELu	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
en travée	37,037	8.01	0.809	0.871	23.76	160.86	6.77	15	vérifiée
Aux appuis	55,516	8.01	0.809	0.871	23.76	241.13	10.14		

➤ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ **Calcul de la flèche :**

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.0359 \text{ cm}$

$$f = 0.0359 \text{ cm} < F = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.2 \text{ cm}$

$$f = 0.2 \text{ cm} < F = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

CHAPITRE VII

FÉRRAILLAGE DES

POTEAUX

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

$$\text{ELU..... } 1.35 G + 1.5 Q \text{ et } \text{ELS..... } G + Q$$

$$G + Q \pm E \text{ et } 0,8G \pm E \text{ RPA 2003}$$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

❖ Recommandations du RPA2003 :

Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet. Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone II_a).

$$\text{Poteau (45}\times\text{45)..... } A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40)..... } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%.

$$\text{Poteau (40}\times\text{45)..... } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40)..... } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

$$\text{Poteau (40}\times\text{45)..... } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40)..... } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le diamètre minimal est de $\phi 12$.
- ✓ La longueur du recouvrement minimale est de $L = 40 \phi$ (Zone II_a).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$ (Zone II_a).

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

✚ Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

- ▶ λ_g : l'élancement géométrique du poteau.
- ▶ I_f : la longueur du flambement du poteau.
- ▶ S_t : espacement des armatures transversales.
- ▶ a, b : dimensions de section droite du poteau.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 10\text{cm} \text{ en zone nodale} \quad ; \quad S_t \leq \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 12\emptyset\right) \text{ en zone courante.} \\ \emptyset : \text{ est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.} \end{array} \right.$$

La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donnée comme suite

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$
- $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombres et diamètre suffisant ($\phi > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\min}$.

❖ Calcul du ferrailage :

✚ Calcul à l'ELU :

Cas de la flexion composée :

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée.

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$\left. \begin{aligned} \frac{N_u}{b h f_{bu}} \left(0.5 - \frac{c'}{h} - \frac{e}{h} \right) &\leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \quad \text{Ou bien} \\ N_u(d - c') - M_f &\leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h f_{bc} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (A)$$

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$ M_f : Moment fictif

Si l'inégalité, est vérifiée alors la section est partiellement comprimée le calcul se fait comme suit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{\beta d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_l$ la section est simplement armée.

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée il faut calculer A_1 et A'_1 .

$\mu_l = 0.392$.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armatures est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d-c) - M_f > (0.5h-c) b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{N_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 - \frac{N_u (d-c) - M}{b h f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

- **Efforts normaux :**

$N > 0$: traction.

$N < 0$: compression.

➤ Tableau : les efforts internes des poteaux sens longitudinal [M_3 (kn.m), P (kn)] :

Zone	Effort	combinaisons					
		Courantes				Accidentelles	
		ELU		ELS			
Zonel (1.2.3.4.5)	$N_{min} - M_{cor}$	-1561.71	1.509	-1128.56	1.093	-1668.03	-16.094
	$N_{max} - M_{cor}$	-257.06	-1.559	187.53	1.123	499.3	2.484
	$M_{max} - N_{cor}$	-27.976	-760.47	-552.23	20.303	-67.978	-668.35
Zonell (6.7.8.9.10.11)	$N_{min} - M_{cor}$	-827.1	14.496	-599.18	10.59	-678.37	-26.175
	$N_{max} - M_{cor}$	-16.14	3.003	-11.68	2.116	67.74	1.758
	$M_{max} - N_{cor}$	-41.307	-97	-70.88	29.97	-59.808	-443.44

➤ Tableau : les efforts internes des poteaux sens transversal [M_2 (kn.m), P (kn)] :

Zone	Effort	combinaisons					
		Courantes				Accidentelles	
		ELU		ELS			
Zonel (1.2.3.4.5)	$N_{min} - M_{cor}$	-1561.71	-19.035	-1128.56	13.556	-1668.03	-11.361
	$N_{max} - M_{cor}$	-257.06	0.654	187.53	0.462	499.3	0.9
	$M_{max} - N_{cor}$	-59.74	-982.64	-710.99	42.51	-84.982	-342.55
Zonell (6.7.8.9.10.11)	$N_{min} - M_{cor}$	-827.1	2.839	-599.18	1.817	-678.37	-7.358
	$N_{max} - M_{cor}$	16.14	1.079	-11.68	0.772	67.74	8.147
	$M_{max} - N_{cor}$	27.393	-51.83	-37.6	19.447	-67.007	-211.78

❖ Tableaux récapitulatifs de ferrailage de poteaux par zone :

➤ Sens longitudinal

Niveau	N(KN)	M(KN,m)	Sec (cm ²)	Obs	As' (cm ²)	As(cm ²)	A min (cm ²)	A adopté	choix des barre
02 S/SOLS + RDC + 1 ^{ERE} et 2 ^{EME} Étage	Nmax=499.3	Mcor=2.484	45X45	SET	6.09	6.39	16.2	20.6	4HA116+4HA20
	Nmin=-1668.03	Mcor=-16.09		SEC	0	0			
	Ncor=-668.35	Mmax=67.978		SEC	0	0			
3 ^{eme} Jusqu' au 8 ^{eme} Etage	Nmax=67.74	Mcor=1.758	40X40	SET	0.74	0.95	12.8	14.2	4HA14+4HA16
	Nmin=-827.1	Mcor=14.496		SEC	0	0			
	Ncor=-443.44	Mmax=59.808		SEC	0	0			

➤ Sens transversal :

Niveau	N(KN)	M(KN,m)	Sec (cm ²)	Obs	As' (cm ²)	As (cm ²)	A min (cm ²)	A adopté	choix des barre
02 S/SOLS + RDC + 1 ^{ERE} et 2 ^{EME} Étage	Nmax=499.3	Mcor=0.9	45X45	SET	6.19	6.30	16.2	20.6	4HA16+4HA20
	Nmin=-1668.03	Mcor=-11.361		SEC	0	0			
	Ncor=-342.55	Mmax=84.982		SPC	0	0.9			
3 ^{eme} Jusqu' au 8 ^{eme} Étage	Nmax=67.74	Mcor=8.147	40X40	SET	0.35	1.34	12.8	14.2	4HA14+4HA16
	Nmin=-827.1	Mcor=2.839		SEC	0	0			
	Ncor=-211.78	Mmax=67.007		SPC	0	1.34			

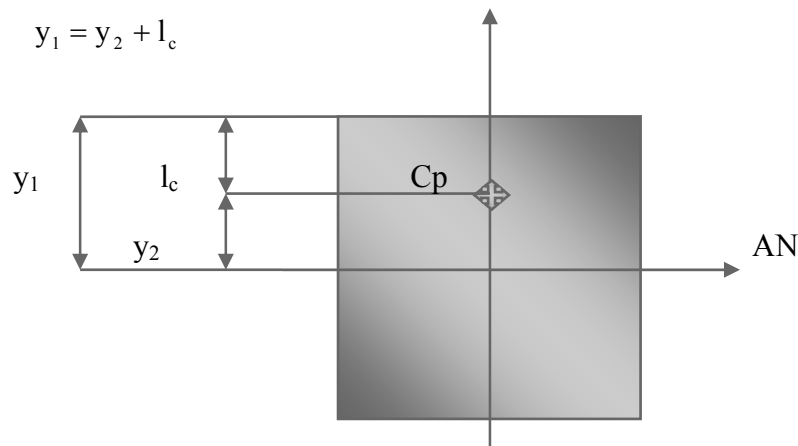
❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :



Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

• Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

• Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification à l'ELS des contraintes :**
- **Sens longitudinal :**

Niveau	N(KN)	M(KN,m)	Sec (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Aadopt (cm ²)	Obs
02 S/SOLS + RDC + 1 ^{ERE} et 2 ^{EME} Étage	Nmin=-1128.56	Mcor=1.093	45X45	75.2	5	15	348	20.6	CV
	Nmax=187.53	Mcor=1.123		13.1	0.9				
	Ncor=-552.23	Mmax=20.303		50.4	3.5				
3 ^{eme} Jusqu' au 8 ^{eme} Etage	Nmin=-599.18	Mcor=10.59	40X40	61.6	4.2	15	348	14.2	CV
	Nmax=-11.68	Mcor=2.116		3.6	0.3				
	Ncor=-70.88	Mmax=29.97		46.9	3.7				

➤ Sens transversal :

Niveau	N(KN)	M(KN,m)	Sec (cm2)	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)	$\bar{\sigma}_y$ (MPa)	$\bar{\sigma}_x$ (MPa)	Aadopt(cm ²)	Obs
02 S/SOLS + RDC + 1 ^{ERE} et 2 ^{EME} étage	Nmin=-1128.56	Mcor=13.556	45X45	83.8	5.6	15	348	20.6	CV
	Nmax=187.53	Mcor=0.462		12.7	0.8				
	Ncor=-710.99	Mmax=42.51		76.2	5.3				
3 ^{eme} Jusqu'au 8 ^{eme} étage	Nmin=-599.18	Mcor=1.817	40X40	52.7	3.5	15	348	14.2	CV
	Nmax=-11.68	Mcor=0.772		1.8	0.1				
	Ncor=-37.6	Mmax=19.447		29.8	2.4				

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprenre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales

➤ **Espacement maximal des armatures : transversales (Art 7.4.2.2 RPA2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max (h_e / 6 , b_1 , h_1 , 60 \text{ cm})$$

h : hauteur de la poutre

b_1 et h_1 : dimension du poteau

2 sous sol..... $h' = \max (310 / 6 , 45 , 45 , 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

RDC..... $h' = \max (389 / 6 , 45 , 45 , 60 \text{ cm}) = 64.83 \text{ cm}$

ETAGE 1,2..... $h' = \max (306 / 6 , 45 , 45 , 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

ETAGE 3,4,5,6,7,8..... $h' = \max (306 / 6 , 40 , 40 , 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

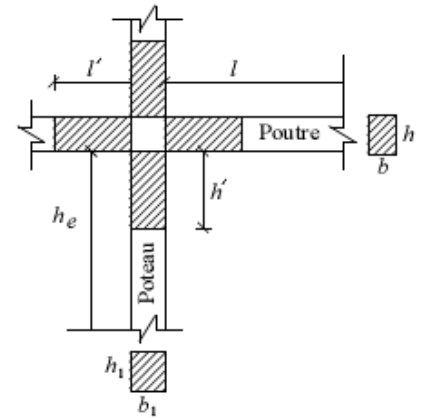
* dans la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l , 15 \text{ cm}) \longrightarrow \text{soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

*dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l \longrightarrow \text{soit } s_t = 15 \text{ cm}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.



➤ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / S_t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A_{tmin} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A_{tmin} = 0,8\% S_t \times b_1$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élanement géométrique du poteau .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \cdot l_f = 0,7 l_0.$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Pour les 2 sous sol : (45x45) cm ² , $l_0 = 3.1$ m	$\lambda_g = 4.82$
Pour le RDC (45x45) cm ² , $l_0 = 3.89$ m	$\lambda_g = 6.05$
Pour le 1 ^{er} , 2 ^{ème} (45x45) cm ² , $l_0 = 3.06$ m	$\lambda_g = 4.76$
Pour le 3 ^{ème} 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage (40x40) cm ² , $l_0 = 3.06$	$\lambda_g = 5.35$

-En zone nodale (St=10cm) :

- $A_{tmin} = 0,345\% \times S_t \times b_1 = 0,00345 \times 10 \times 45 = 1.55 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b_1 = 0,0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$ (après interpolation)
- $A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

- En zone courante (St=15 cm) :

- $A_{tmin} = 0,345\% \times S_t \times b_1 = 0,00345 \times 15 \times 45 = 2.33 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b_1 = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 0,36\% \times S_t \times b_1 = 0,0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2$ (après interpolation)
- $A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b_1 = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$

➤ **Longueurs de recouvrement :**

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier .

S t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$A_t = \frac{S_t \rho V_u}{h_1 f_e}$$

• **Poteaux (40x40) :**

$$A_t = \frac{15 \times 2,5 \times 21,31 \times 10}{40 \times 400} = 0,50 \text{ cm}^2$$

• **Poteaux (45x45) :**

$$\text{RDC} \quad \Rightarrow A_t = \frac{15 \times 2,5 \times 17,68 \times 10}{45 \times 400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ S-SOL} \quad \Rightarrow A_t = \frac{15 \times 3,75 \times 26,61 \times 10}{45 \times 400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$1^{\text{er}}, 2^{\text{ème}} \text{ étage} \quad \Rightarrow A_t = \frac{15 \times 3,75 \times 14,02 \times 10}{45 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

On prend : **A_t = 4T8 = 2,01 cm²**

* Les sections minimales du RPA sont vérifiées.

NB : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

➤ Voile: (VT₁, VT₂, VT₃, VT₄):

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,8	3,8	3,8
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,76	0,76	0,76
	I (m ⁴)	0,91	0,91	0,91
	V = L/2	1,9	1,9	1,9
sollicitations de calcul	M (KN. m)	1862,364	1291,686	36,35
	T (KN)	361,1	346,78	322,69
	N _{max} (KN)	-1911,36	-1623,58	169,797
	N _s (KN)	1841,480	1509,930	1335,560
	σ _{max} (KN/m ²)	1373,505	560,000	402,530
	σ _{min} (KN/m ²)	-6403,072	-4833,216	-306,692
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	3,129	3,400	1,643
	Lt (m)	0,671	0,400	2,157
	d (m)	0,671	0,400	1,096
	σ ₁ (KN/m ²)	/	/	198,070
	N ₁ (KN)	92,162	92,162	65,796
	N ₂ (KN)	/	/	21,698
Armatures minimale	A _{min} /bande (cm ²)	7,046	4,200	11,503
Armatures verticales	A _{v1} /bande(cm ²)	2,648	0,644	1,890
	A _{v2} /bande (cm ²)	/	/	0,624
Armatures de coutures	A _{vj} (cm ²)	13,900	13,351	12,424

Armatures verticales adoptées	A1(cm2)//nappe		6,998	5,440	7,304
	A2(cm2)/napp		/	/	7,304
	A1(cm2) adopté /nappe		5HA14=7,7	4HA14=6,11	8HA12=9.03
	St (cm)		15	15	15
	A2(cm2) adopté /nappe		/	/	8HA12=9.03
	St (cm)		/	/	15
	A total calculé(cm2) (pour tout le voile)		27.99	21.76	58.43
	A total adoptée(cm2) (pour tout le voile)		52HA14=80.08 St=15	52HA14=80.08 St=15	52HA12=58.75 St=15
Armatures Horizontales	Ah (cm2)/nappe		10.01	10.01	7.34
	Ah adoptes (cm2)/nappe		10HA10=7.85	14HA10=10.99	10HA10=7.85
Armatures transversales	Ah adoptes (cm2)		4 épingle de HA8/m		
vérifications	$\tau_b < 5$ [MPa]	τ_b	0,739	0,710	0,661
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	τ_u	0,527	0,507	0,472
	$\sigma_{bc} < [15$ MPa]	σ_{bc}	2,092	1.716	1,574

➤ Voile: (VL2, VL3):

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,4	2,4	2,4
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m²)	0,48	0,48	0,48
	I (m⁴)	0,23	0,23	0,23
	V = L/2	1,2	1,2	1,2
sollicitations de calcul	M (KN. m)	895,219	486,68	52,89
	T (KN)	200,2	146,92	129,92
	Nmax (KN)	-2183,26	-1757,31	43,98
	Ns (KN)	1887,240	1645,670	1505,420
	σ_{max} (KN/m²)	122,249	-6200,262	184,323
	σ_{min} (KN/m²)	-9219,166	-1121,862	-367,573
	Nature de la section	SPC	SEC	SPC
	Lc(m)	2,369	2,400	1,598
	Lt (m)	0,031	/	0,802
	d (m)	0,031	0,800	0,401
	σ₁ (KN/m²)	/	4507,460	92,110
	σ₂ (KN/m²)	/	3378,930	/
	N1 (KN)	0,379	856,618	11,085
	N2 (KN)	/	630,911	3,694
Armatures minimale	A_{min}/bande (cm²)	0,326	3,2	4,210
Armatures verticales	A_{v1}/bande(cm²)	0,011	0	0,318
	A_{v2}/bande (cm²)	/	0	0,106

Armatures de coutures	Avj(cm2)	7,710	5,656	5,002
Armatures verticales adoptées	A1/nappe	2,09	2,543	2,730
	A2/ nappe	/	2,543	2,730
	A1(adopté)/nappe	2HA10=2.25	6HA10=4,71	3HA12=3,38
	St (cm)	15	15	15
	A2 adopté (cm²)/nappe	/	6HA10=4,71	3HA12=3,38
	St (cm)	/	15	15
	A total calculé(cm2) (pour tout le voile)	8.36	20.34	21.84
	A total adoptée(cm2) (pour tout le voile)	32 HA10=25.12 St=15	32 HA10=25.12 St=15	32 HA12=36.15 St=15
	Armatures Horizontales	Ah (cm2) nappe	3.14	3.14
Ah adoptes (cm2)/nappe		10HA10=7.85	14HA10=10.99	10HA10=7.85
Armatures transversales	A_t adopté (cm²)	4 épingle de HA8/m		
vérifications	τ_b<5 [MPa]	τ_b	0,649	0,476
	τ_u<3.4 [MPa]	τ_u	0,463	0,340
	σ_{bc}< [15 MPa]	σ_{bc}	3,646	3,179

➤ Voile: (VT₇, VT₈):

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)	0,097	0,097	0,097
	V = L/2	0,9	0,9	0,9
Sollicitations de calcul	M (KN. m)	64,295	71,038	42,464
	T (KN)	71,66	50,58	40,75
	N _{max} (KN)	402,2	75,81	70,03
	N _s (KN)	514,350	425,900	376,440
	σ _{max} (KN/m ²)	1713.774	869.699	588.524
	σ _{min} (KN/m ²)	520.671	-448.532	-199.468
	Nature de la section	SET	SPC	SPC
	Lc(m)	/	0,612	0,456
	Lt (m)	1,800	1,188	1,344
	d (m)	0,6	0,408	0,304
	σ ₁ (KN/m ²)	1316.07	570.678	455.545
	σ ₂ (KN/m ²)	1050.94	/	/
	N ₁ (KN)	181.791	58.811	31.715
N ₂ (KN)	142.021	23.301	13.838	
Armatures minimale	A _{min} /bande (cm ²)	6.3	4,287	3,189

Armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande}(\text{cm}^2)$		5,224	1,690	0.911
	$A_{v2}/\text{bande}(\text{cm}^2)$		4,081	0.669	0,398
Armatures de coutures	$A_{vj}(\text{cm}^2)$		2,759	1,947	1,569
Armatures verticales adoptées	$A1(\text{cm}^2)/\text{nappe}$		3,4	2,387	1,790
	$A2(\text{cm}^2)/\text{nappe}$		3,4	2,387	1,790
	$A1(\text{cm}^2)$ (adopté)/nappe		5HA12=5.65	3HA12=3.38	3HA12=3.38
	$St(\text{cm})$		15	15	15
	$A2$ adopté (cm^2)/nappe		5HA12=5.65	3HA12=3.38	3HA10=3.38
	$St(\text{cm})$		15	15	15
	$A_{\text{total}} \text{ calculée}(\text{cm}^2)$ (pour tout le voile)		20.40	19.096	14.32
	$A_{\text{total}} \text{ adoptée}(\text{cm}^2)$ (pour tout le voile)		26HA10=29.37 St=15cm	26HA12=29.37 St=15cm	26HA10=29.37 St=15cm
Armatures Horizontales	$A_h(\text{cm}^2)/\text{nappe}$		3.671	3.671	3.671
	A_h adoptes(cm^2) /nappe		10HA10 =7.85	13HA10 =10.2	10HA10=7.85
Armatures transversales	A_t adopté (cm^2)		4 Epingles HA8 /m		
vérifications	$\tau_b < 5$ [MPa]	τ_b	1.761	0,310	0,218
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	τ_u	0.126	0,221	0,156
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	σ_{bc}	0.932	1,273	1,054

➤ Voile: VL6 :

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m²)	0,36	0,36	0,36
	I (m⁴)	0,097	0,097	0,097
	V = L/2	0,9	0,9	0,9
sollicitations de calcul	M (KN. m)	376,178	288,102	159,259
	T (KN)	137,08	118,59	89,87
	N_{max} (KN)	-123,86	-217,74	-222,79
	N_s (KN)	530,160	446,750	396,210
	σ_{max} (KN/m²)	3146.256	2068.278	858.800
	σ_{min} (KN/m²)	-3834.367	-3277.945	-2096
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	0,989	1.104	1,277
	Lt (m)	0,811	0,696	0,523
	d (m)	0,450	0,696	0,523
	σ₁ (KN/m²)	1401.100	/	/
	N₁ (KN)	204.631	128.026	39.934
	N₂ (KN)	63.050	/	/
Armatures minimale	A_{min}/bande (cm²)	4.725	6.500	4.882
Armatures verticales	A_{v1}/bande(cm²)	5.880	3.679	1,148
	A_{v2}/bande (cm²)	1.812	/	/
Armatures de coutures	A_{vj}(cm2)	5.278	4,566	3,460
Armatures verticales adoptées	A1(cm²)/nappe	3.60	4,39	3,306
	A2(cm²)/nappe	3.02	/	/
	A1(adopté) (cm²)/nappe	4HA12=4.51	5HA12=5,65	4HA12=4,51
	St (cm)	15	15	15
	A2 adopté (cm²)/nappe	4HA12=4.51	/	/

	St (cm)	15	/	/	
	A_{total} calculée(cm²) (pour tout le voile)	26.48	17.56	13.224	
	A_{total} adoptée(cm²) (pour tout le voile)	26 HA12=29.37 St=15	26 HA12=29.37 St=15	26 HA12=29.37 St=15	
Armatures Horizontales	A_h (cm²) /nappe	3.671	3.671	3.671	
	A_h adoptes(cm²) /nappe	10HA10 =7.85	14HA10=10.99	10HA10=7.85	
Armatures transversales	A_t adopté (cm²)	4épingle de HA8/m			
Vérifications	$\tau_b < 5$ [MPa]	τ_b	0.592	0.512	0.388
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	τ_u	0.423	0.366	2.77
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	σ_{bc}	1.312	1.106	0.980

➤ Voile: (VL7.VL8.VL9.VL10.VL11.VL12):

	Zones	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,85	0,85	0,85
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m²)	0,17	0,17	0,17
	I (m⁴)	0,01	0,01	0,01
	V = L/2	0,425	0,425	0,425
sollicitations de calcul	M (KN. m)	27,4	33,722	115,84
	T (KN)	44,59	41,93	72,48
	N_{max} (KN)	318,96	160	-64,78
	N_s (KN)	768,620	669,120	612,550
	σ_{max} (KN/m²)	3040,735	2374,362	4542,141
	σ_{min} (KN/m²)	711,735	-492,008	-5304,259
	Nature de la section	SET	SPC	SPC
	Lc(m)	/	0,146	0,458
	Lt (m)	0,850	0,704	0,392
	d (m)	0,425	0,25	0,392
	σ₁ (KN/m²)	1876,240	1531.31	/
	N₁ (KN)	208,971	97.64	178,052
	N₂ (KN)	109,989	38.28	/
Armatures minimale	A_{min}/bande (cm²)	4,460	2.62	4,116
Armatures verticales	A_{v1}/bande(cm²)	6,005	2.80	5,116
	A_{v2}/bande (cm²)	3,161	1,10	/
Armatures de coutures	A_{vj}(cm²)	1,717	1,614	2,790
Armatures verticales adoptées	A1(cm²)/nappe	3,330	1.60	3,260
	A2(cm²)/ nappe	2,660	1.51	/

	A1 adopté (cm ²)/nappe	4HA12=4.51	2HA12=2,25	3HA12=3,38	
	St (cm)	15	15	15	
	A2 adopté (cm ²)/nappe	4HA12=4.51	2HA12=2,25	/	
	St (cm)	15	15	/	
	Atotal calculée (cm ²) (pour tout le voile)	11.80	12.44	13.04	
	Atotal adoptée (cm ²) (pour tout le voile)	12 HA12=13.55 St=15	12 HA12=13.55 St=15	12 HA12=13.55 St=15	
Armatures Horizontales	Ah (cm ²) /nappe	1,69	1.69	1,69	
	Ah adoptes (cm ²)/ nappe	10HA10=7,850	14HA10=10.99	10HA10=7,850	
Armatures transversales	A _t adopté (cm ²)	4 épingle de HA8/m			
vérifications	$\tau_b < 5$ [MPa]	τ_b	0,408	0,384	0,663
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	τ_u	0,291	0,274	0,474
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	σ_{bc}	4.038	3.516	3,218

CHAPITRE VIII

FÉRRAILLAGE DES

VOILES

Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement dont la raideur en plan est négligeable. Ils assurent le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action sismique (fonction de contreventement). Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

❖ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 modifiées 99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

❖ Ferrailage des trumeaux:

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait par bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

On a divisé la structure en trois zones de calcul

- Zone I : 2 Sous-sol
- Zone II: RDC
- Zone III : , 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

- Groupe I : VL1 , VT1 ,VT2, VT3 , VT4 ,VT5, VT6
- Groupe II : VL2 , VL3 , VL4 , VL5
- Groupe III : VL7 , VL8 , VL9 , VL10 , VL11 etVL12
- Groupe IV : VT7, VT8
- Groupe V : VL6

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

- $$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
- $$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

- B : section du béton.
- I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.
- V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

- h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré
- L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \qquad L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Ou bien L_t : longueur tendue = L - L_c

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

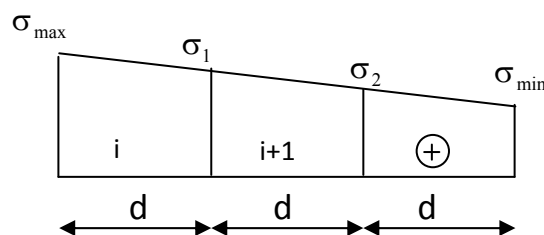
➤ **Armatures verticales :**

1) Section entièrement comprimée:

- $$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$
- $$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

- e : épaisseur du voile.



❖ **Détermination des armatures :**

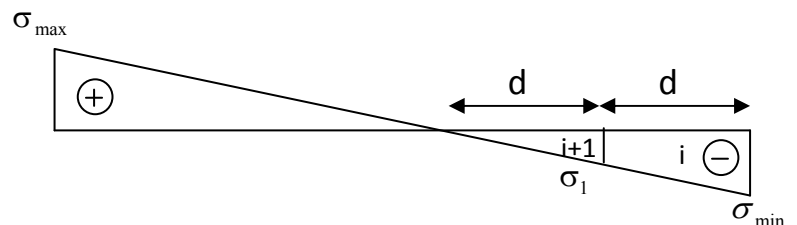
- $$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

- B : section du voile
- σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

2) **Section partiellement comprimée :**

- $$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$
- $$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



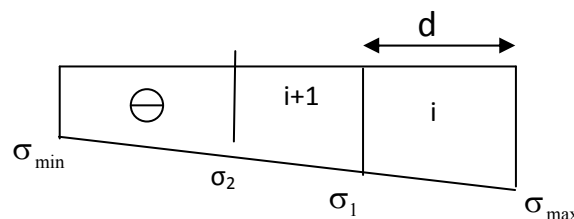
❖ **Détermination des armatures :**

- $$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

3) **Section entièrement tendue :**

- $$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$
- $$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Détermination des armatures :**

- $$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ **Armatures minimales :**

- **Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu (RPA 99 V2003).

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99 :**

- $A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

- A_H : section d'armatures verticales.
- B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- ☞ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ☞ En zone courantes 0,10 %.

- **Armatures transversales : [article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003]**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Espacement : [art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003] :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

Avec : $e =$ épaisseur du voile

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

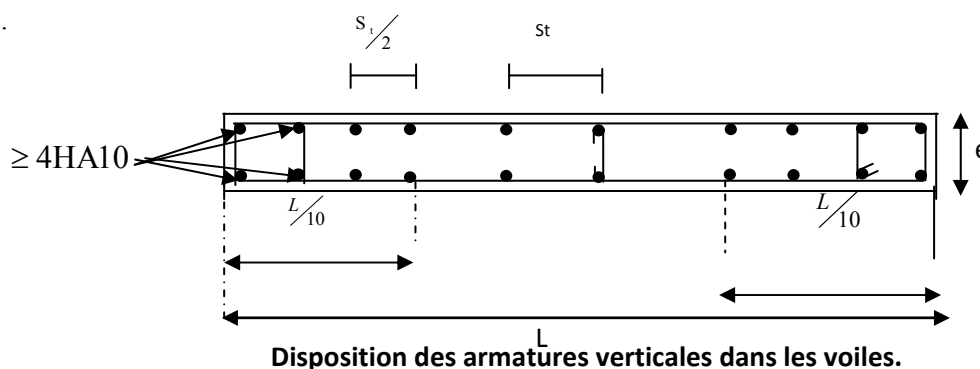
➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



➤ **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

➤ **Vérification à L'ELS :**

On a : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- N_s : Effort normal service
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**
-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

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 :

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

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

Avec :

- τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

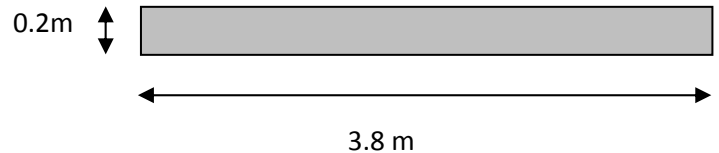
➤ **Exemple de calcul (VL1, VL2, VL3, VL4, VL5 et VL6) Zone I :**

-Caractéristiques géométriques :

Zone III : e=0.2m

$$L = 3.8 \text{ m}; I = 0.91 \text{ m}^4$$

$$B = 0.76 \text{ m}^2 V = L_{\text{voile}}/2 = 1.9 \text{ m}$$



-les contraintes dans la section:

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = +402.530 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\min} = -306.692 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

➡ **la section est entièrement comprimée.**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.643 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.095 \text{ m}$$

On prend d=1.095 m

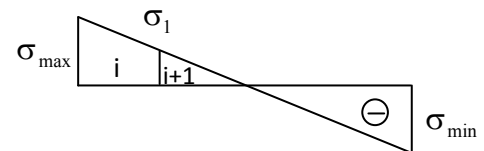
✓ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = 198.070 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 65.796 \text{ kN}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 1.89 \text{ cm}^2$$



✓ **2^{ème} tronçon :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 21.698 \text{KN}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0.624 \text{cm}^2$$

❖ **Les armatures de couture :** $T = 1.4V_u = 1.4 \times 322.69 = 451.76 \text{KN}$.

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 12.42 \text{cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 11.503 \text{cm}^2$$

- Ferrailage calculé par bande :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 11.503 + 12.424/4 = 14.60 \text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2}/2 + A_{vj}/4 = 11.503 + 12.424/4 = 14.60 \text{cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface du voile :

$$A_{\text{total calculé}} = (A_1 + A_2) \times 4 = 58.40 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } : A_{\text{tot adopté}} = 52 \text{ HA } 12 = 58.75 \text{cm}^2, S_t = 15 \text{cm}$$

- Armatures horizontales :

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le **BAEL 91** :
$$A_H = \frac{A_v}{4} = 14.68 \text{cm}^2$$

D'après le **RPA99 (version 2003)** : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 11.40 \text{cm}^2$

Soit A_H adopté /nappe 10A10 = 7.85 cm²

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30 \text{cm}\} = 30 \text{cm} > 25 \text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications :**

❖ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- N_s: Effort normal appliqué
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1335.33 \times 10^3}{3800 \times 200 + 15 \times 58.77 \times 10^2} = 1.574 \text{ MPa}$$

✓ $\sigma_{bc} = 1.574 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:**

-Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :

- $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$
- $\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

- b₀: Epaisseur du linteau ou du voile
- d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
- h : Hauteur totale de la section brute :

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 322.69 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3800} = 0.660 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_b = 0.66 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$

-Selon le BAEL 91 : Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

- τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{322.69 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3800} = 0.472\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

CHAPITRE IX

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

❖ Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

❖ Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie.

❖ Etude de sol :

L'étude géotechnique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 2.5 bars.

✚ Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

❖ Semelles isolés sous poteaux :

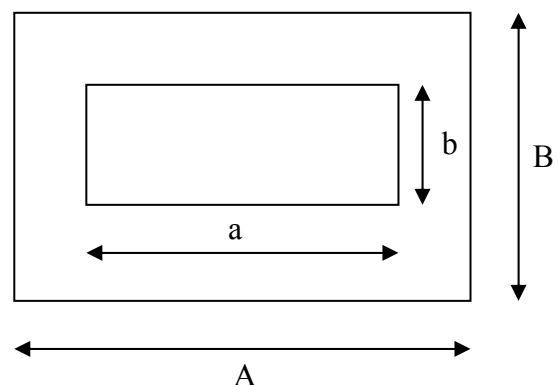
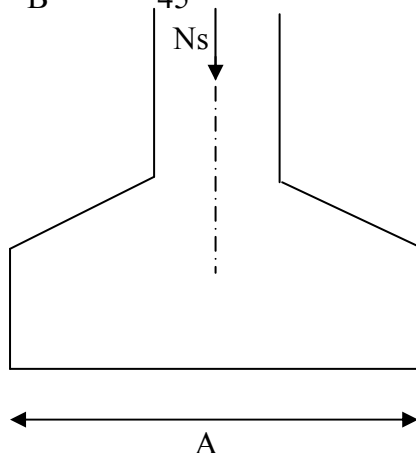
Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

- $A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

➤ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



➤ **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1128.56 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1128.56}{250}} = 2.12\text{m} \Rightarrow A = B = 2.12\text{m}$$

✚ **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles entraine un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

❖ **Semelles filantes :**

➤ **Semelles sous poteaux :**

▪ **hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant un chargement trapézoïdale ou triangulaire tel que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape du calcul :**

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$$

➤ **Exemple de calcul :**

- **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : (portique C-C) :**

Poteaux	N (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
1	911.30	2761.64	11.636	4.85	4419.80
2	721.78		0.163	-0.15	-108.27
3	1128.56		-13.56	-5.15	-5812.08
					-1500.55

- **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 2761.64 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1500.55 - 1.761}{2761.64} = -0.54 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = 0.54 \text{ m}$

- **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.54 \leq \frac{10}{6} = 1.66 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{2761.64}{10} \left(1 + \frac{6 \times 0.54}{10} \right) = 365.64 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{5632.71}{16.75} \left(1 - \frac{6 \times 0.43}{16.75} \right) = 186.68 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2761.64}{10} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.54}{10} \right) = 320.90 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q_{(B/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{320.90}{250} = 1.28 \text{ m}$$

Soit $B = 1.30 \text{ m}$

Nous aurons donc, $S = 1.3 \times 10 = 13.0 \text{ m}^2$

- **La surface totale des semelles sous poteaux :**

$$St = 13.0 \times 3 = 39.0 \text{ m}^2$$

➤ **semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N , données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- σ_{Sol} : Contrainte admissible du sol.

Voiles	(G+Q) KN	L (m)	B (m)	$S_i=B.L (m^2)$	$S=\sum S_i (m^2)$
VL1	3035.91	4.2	2.89	12.14	12.14
VL2, VL3	1887.24	2.4	3.14	7.55	15.10
VL4, VL5	1191.69	1.95	2.44	4.76	9.52
VL6	530.16	1.50	1.41	2.12	2.12
VL7, VL8, VL9, VL10 etVL11	591.8	0.95	2.49	2.36	11.80
VT1, VT2, VT3etVT4	1841.48	3.8	1.94	7.37	29.48
VT5etVT6	1496.94	3.35	1.79	6.00	12.00
VT7etVT8	514.35	1.65	1.24	2.04	4.08
				Somme	96.24

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\rightarrow S_v=96.24 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\rightarrow S_t=S_v+S_p$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 96.24 + 39.0 = 135.24 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 21.30 \times 10.0 = 213 \text{ m}^2$

$$S_t = 135.24 > 50 \% S_{bat}=106.5 \text{ m}^2$$

Vu que les semelles occupent plus de **50 %** de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

❖ **Radier général :**

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

▪ **Les caractéristiques du radier sont :**

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

▪ **la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

▪ **les conditions forfaitaires:**

Dalle : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h = 30 \text{ cm}$$

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = 90 \text{ cm.}$$

▪ **Condition de la longueur élastique (L_e) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.
- I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).
- E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$
- L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.96 \text{ m}$$

✚ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_t = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.
- $H_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.
- $b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

On a: $G_t = 29001.49 \text{ KN.}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)
 $Q_t = 6120.67 \text{ KN.}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

▪ **Combinaison d'actions :**

$$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 48333.01 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 35122.16 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{48333.01}{1.33 \times 250} = 145.36 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35122.16}{250} = 140.48 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 213 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (d'après les règles BAEL).

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{\text{net}}}{2} \cdot 30\right) = 50 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de **50 cm** dans les quatre sens.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 213 + (22.3 + 11) \times 2 \times 0.5 = \mathbf{246.3 \text{ m}^2}$$

➤ **détermination des efforts :**

▪ **charge permanente :**

Poids du bâtiment : 35122.16KN

P_{rad} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

$$\text{Volume du radier} = 0.30 \times 246.3 + ((1.00 - 0.30) \times 0.50 \times 143.90\text{m}) = 124.25\text{m}^3$$

$$\text{Volume du remblai} = [213 - ((7 \times 0.50 \times 10.0) + (3 \times 0.50 \times 21.3))] \times 0.60 = 87.63\text{m}^3$$

$$\text{Volume de la dalle flottante libre} = (146.05\text{m}^2 \times 0,10) = 14.60\text{m}^3 \quad (e_p = 10\text{cm}).$$

$$\text{Poids du radier} = 124.25\text{m}^3 \times 25\text{KN/m}^3 = 3106.25\text{KN}.$$

$$\text{Poids du remblai} = 87.63\text{m}^3 \times 17 \text{ KN/m}^3 = 1489.71 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 14.60 \text{ m}^3 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 365\text{KN}.$$

$$\text{Poids totale du radier} = \mathbf{4960.96\text{KN}}.$$

$$\text{Poids du mur plaque} = (0.25 \times 3.01 \times 2 \times (21.3 + (10.0) \times 2)) \times 25 = 1553.91\text{KN}$$

G_t = poids de la structure + poids du radier + poids du mur plaque :

$$G_t = 35122.16 + 4960.96 + 1553.91 = \mathbf{41637.03\text{KN}}.$$

▪ **charge d'exploitation**

$$Q_{\text{bat}} = 6120.67 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 213 = 1065 \text{ KN}$$

• **Les efforts :**

A L'ELU : $N_u = 1,35 \times 41637 + 1.5 \times 7185.67 = 66988.45 \text{ KN}$

A L'ELS : $N_s = 41637 + 7185.67 = 48822.67 \text{ KN}$.

❖ **Vérifications :**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{66988.45 \times 1}{246.30} \times \frac{5.00}{2} = 579.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{679.94 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2.14 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

▪ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.45 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.15 \text{ m}$$

✚ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 2473.44 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 10165.43 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

- M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.
- T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

A P'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

A P'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

✚ Sens longitudinal :

➤ **A P'ELU :** $M_X = 51321.16 + 1765.48 \times 1.00 = 53086.64 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66988.45}{246.3} + \frac{53086.64}{10165.43} \times 10.45 = 326.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{66988.45}{246.3} - \frac{53086.64}{10165.43} \times 10.45 = 217.40 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 326 + 217.40}{4} = 298.85 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **A P'ELS :** $M_X = 53086.64 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{48822.67}{246.3} + \frac{53086.64}{10165.43} \times 10.45 = 252.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{48822.67}{246.3} - \frac{53086.64}{10165.43} \times 10.45 = 143.65 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 252.79 + 143.65}{4} = 225.50 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

✚ Sens transversal :

➤ **A P'ELU :** $M_y = 46725.13 + 2045.49 \times 1.00 = 48770.62 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66988.45}{246.3} + \frac{48770.62}{2473.44} \times 5.15 = 373.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{66988.45}{246.3} - \frac{48770.62}{2473.44} \times 5.15 = 170.43 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 373.52 + 170.43}{4} = 322.75 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A l'ELS: $M_y = 48770.62 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{48822.67}{246.3} + \frac{48770.62}{2473.44} \times 5.15 = 299.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69722.14}{513.80} - \frac{73598.02}{14417.33} \times 9.175 = 96.68 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 299.77 + 96.68}{4} = 238.99 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

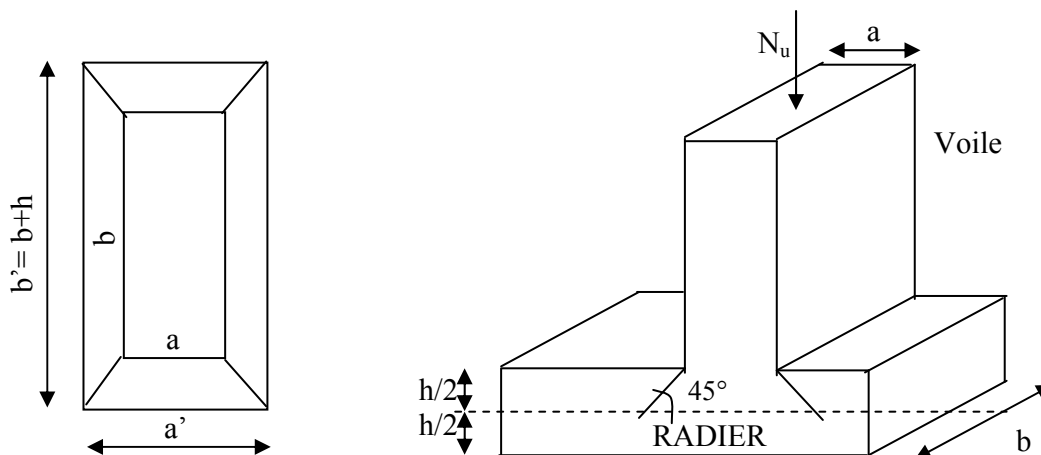
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



Périmètre utile des voiles et des poteaux

• **Calcul du périmètre utile μ_c :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1.00) = 5.8 \text{ m et } N_u = 1561.71 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5.8 \times 1.00 \times 25000}{1.5} = 4350 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 0.95 + 2 \times 1.00) = 6.3 \text{ m} \text{ et } N_u = 911.16 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.4 \times 1.00 \times 25000}{1.5} = 4800 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- ❖ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1.00 \text{ m}$.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$$P = G_i = 48822.67 \text{ KN}$$

$$P = 48822.67 \text{ KN} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 246.3 \times 10 \times 1.00 = 3694.50 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- ❖ **ferraillage du radier :**

Pour le ferraillage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91)

- **Ferraillage des panneaux encastres sur 4 appuis :** Nous distinguons deux cas :

- **1^{er} Cas :** $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{\text{ox}} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{\text{oy}} = 0$$

- **2^{ème} Cas :** $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

- 🚧 **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- ❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\nu = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{5} = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

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

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 298.85 - \frac{10392.57}{246.3} = 256.65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 225.5 - \frac{7579.87}{246.3} = 194.72 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

▪ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0468 \times 256.65 \times 4.45^2 = 237.85 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.759 \times 237.85 = 180.53 \text{ KNm}$$

🌈 **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant **(0.5)** aux **appuis** et **(0.75)** en **travées**.

▪ **Sens x-x :**

$$M_s^a = 0.5 \times 237.85 = 118.92 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 237.85 = 178.39 \text{ KNm}$$

▪ **Sens y-y :**

$$M_s^a = 0.5 \times 180.53 = 90.26 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 180.53 = 135.40 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec : $\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$ sinon $\Rightarrow \text{SDA}$ et $A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

❖ **Tableau: Ferrailage du panneau le plus sollicité :**

sens	zone	M (KNm)	μ	B	Obs	A(cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St(cm)
XX	Appui	118.92	0.114	0.939	SSA	13.48	10HA14=15.39	10
	Travée	178.39	0.172	0.905	SSA	19.98	10HA16=20.11	10
YY	appui	90.26	0.087	0.955	SSA	10.05	10HA14=15.39	10
	travée	135.40	0.130	0.930	SSA	15.49	10HA16=20.11	10

❖ **Vérification :**

✚ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.89}{2} \right) = 2.53 \text{ cm}^2$$

Sens xx :

$$A_s^a = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 20.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 20.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures :**

$St_{\max} = 10 \text{ cm} \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ [MPa]} \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = q \cdot l/2$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{256.65 \times 5 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 270} = 2.37 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 (Condition vérifiée)

❖ **Calcul et vérification à l'E.L.S :**

❖ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\nu = 0,2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{5} = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0468 \times 194.72 \times 4.45^2 = 180.46 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.759 \times 180.46 = 136.96 \text{ KNm}$$

✚ **Remarque :**

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

▪ **Sens x-x :**

$$M_s^a = 0.5 \times 180.46 = 90.23 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 180.46 = 135.34 \text{ KNm}$$

▪ **Sens y-y :**

$$M_s^a = 0.5 \times 136.96 = 68.48 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 136.96 = 102.72 \text{ KNm}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :**

✓ **Aux appuis :** $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 15.39}{100 \times 25} = 0.615 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.884 \\ K_1 = 28.12 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.035 \end{cases}$$

$$M_s = 90.23 \text{ KNm}$$

$$\sigma_s = \frac{90.23 \times 1000}{0.884 \times 25 \times 15.39} = 265.28 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0.035 \times 265.28 = 9.28 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ **En travées :** $A_s = 20.11 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 20.11}{100 \times 25} = 0.804 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.872 \\ K_1 = 23.92 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.042 \end{cases}$$

$$M_s = 135.34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{135.34 \times 1000}{0.872 \times 25 \times 20.11} = 308.71 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0.042 \times 308.71 = 12.96 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

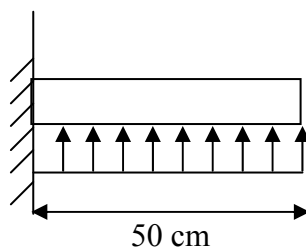


Schéma statique du débord

❖ **Sollicitation de calcul**

▪ **A'ELU :**

$$P_u = 256.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-256.65 \times 0.5^2}{2} = -32.08 \text{ KNm}$$

▪ **A'ELS :**

$$P_s = 194.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-194.72 \times 0.5^2}{2} = -24.34 \text{ KNm}$$

❖ **calcul des armatures**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 25 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{32.08 \times 10^5}{100 \times 25^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.036 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \beta_u = 0.982$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{32.08 \times 10^3}{0.982 \times 25 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Vérification à l'ELU:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm²/ml.

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

En prend $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de repartition:**

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

On adopte 4HA10 = 3.14 cm²/ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Verification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{32.08}{24.34} = 1.318$$

$$\alpha = 0.0459 \leq \frac{1.318 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.409$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS .

✚ **Remarque :**

Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures du tablier seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

❖ **Ferrailage des nervures :**

➤ **Calcul des moments dans le sens longitudinal :**

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm}$$

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

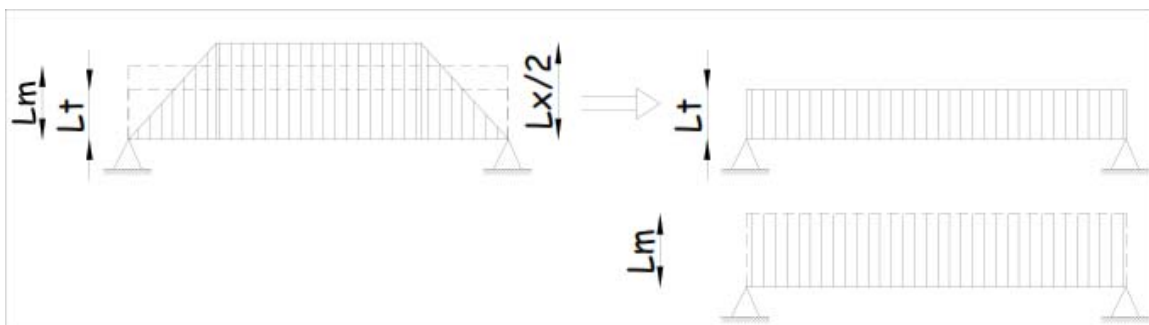
✚ **Remarque**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et Trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des Répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui Donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique

❖ **Cas de chargement trapézoïdal :**



Présentation des chargements simplifiés.

✓ **Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

❖ **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

✓ **Effort tranchant :**

$$(1) \Rightarrow L_t = 0,25 \times L_x$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0,333 \times L_x$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

❖ **Sens longitudinal :**

Calcul de L_t et L_m des charges du panneau de gauche :

$$L_t = 5 \times (0.5 - 1/4) = 1.25 \text{ m}$$

$$L_m = 5 \times (0.5 - 1^2/6) = 1.56 \text{ m}$$

Calcul de L_t et L_m des charges du panneau de droite :

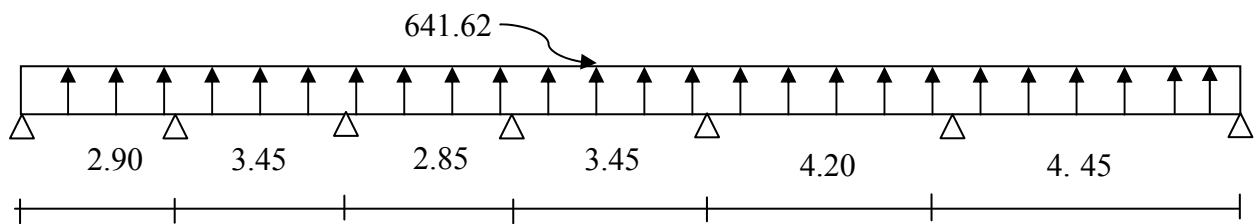
$$L_t = 5 \times (0.5 - 1/4) = 1.25 \text{ m}$$

$$L_m = 5 \times (0.5 - 1^2/6) = 1.56 \text{ m}$$

Calcul de la charge totale de la nervure par mètre linéaire :

- $q_u = 256.65 \times (1.25 + 1.25) = 641.62 \text{ KN/ml}$
- $q_s = 194.72 \times (1.25 + 1.25) = 486.80 \text{ KN/ml}$

Schéma statique de la nervure:



Détermination des sollicitations :

La condition d'application de la méthode forfaitaire ($0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$) n'est pas vérifiée ;

Pour détermination des efforts interne, on utilise le logiciel **ETABS**.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

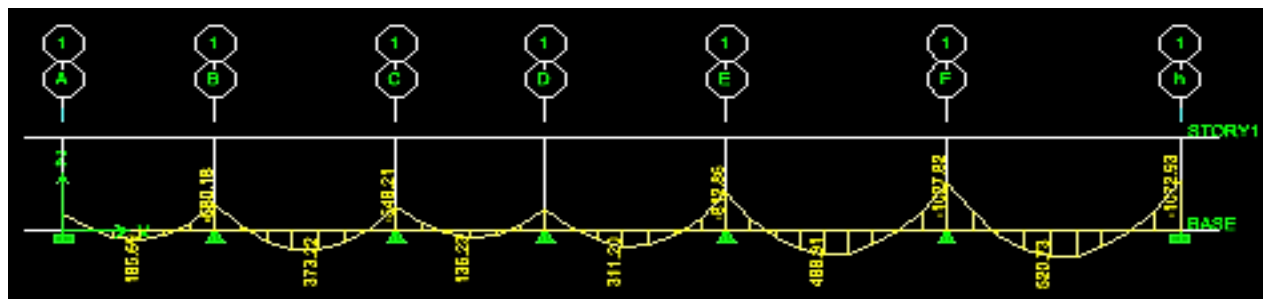


Diagramme des efforts tranchant à L'ELU :

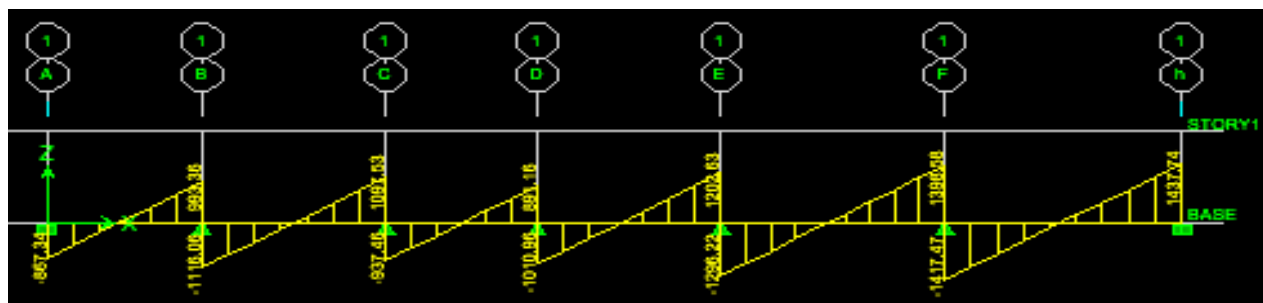
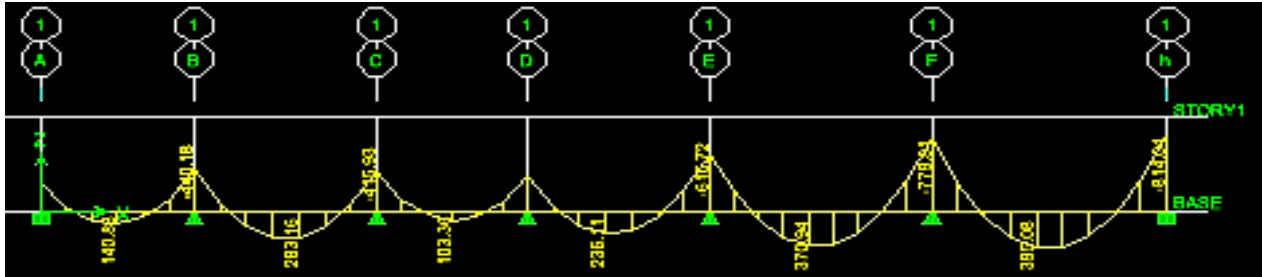
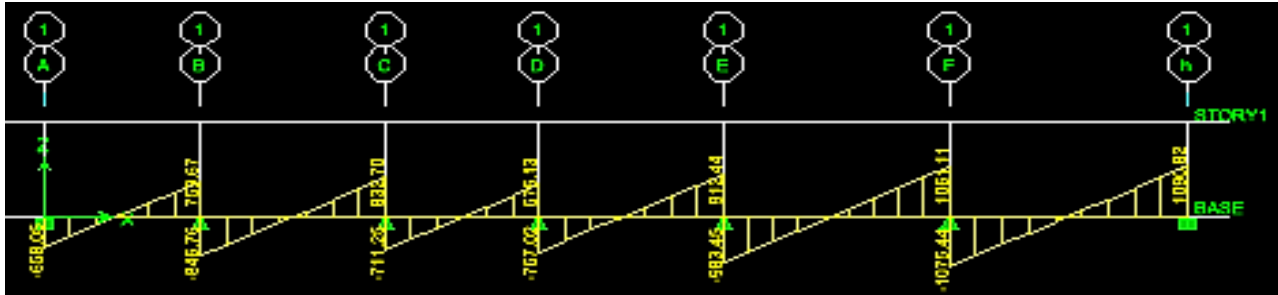


Diagramme des moments fléchissant à L'ELS :



✓ **Diagramme des efforts tranchant à L'ELS :**



Les résultats seront résumés comme suit :

Tableau : Moments aux appuis :

Combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
ELU	397.45	580.18	548.21	482.23	812.86	1027.82	1072.93
ELS	301.55	440.18	415.93	365.87	616.72	779.81	814.04

Tableau: Moments en travées :

Combinaison	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆
ELU	-185.69	-373.22	-136.23	-311.20	-488.91	-520.73
ELS	-140.88	-283.16	-103.36	-236.11	-370.94	-395.08

Tableau : Effort tranchant à ELU :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
T₁	-867.34	-1116.06	-937.46	-1010.96	-1296.22	-1417.47
T₂	993.36	1097.53	891.16	1202.63	1398.58	1437.74

Tableau : Effort tranchant à ELS :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
T ₁	-658.05	-846.76	-711.25	-767.02	-983.45	-1075.44
T ₂	753.67	832.70	676.13	912.44	1061.11	1090.82

❖ **Diagramme des efforts interne : (M kn.m),(V kn) :**
 à l'ELU :

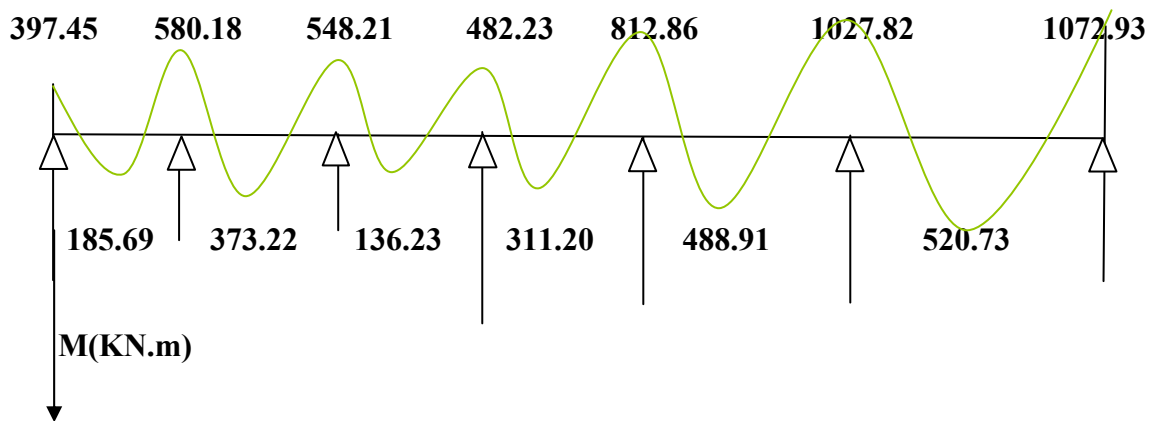
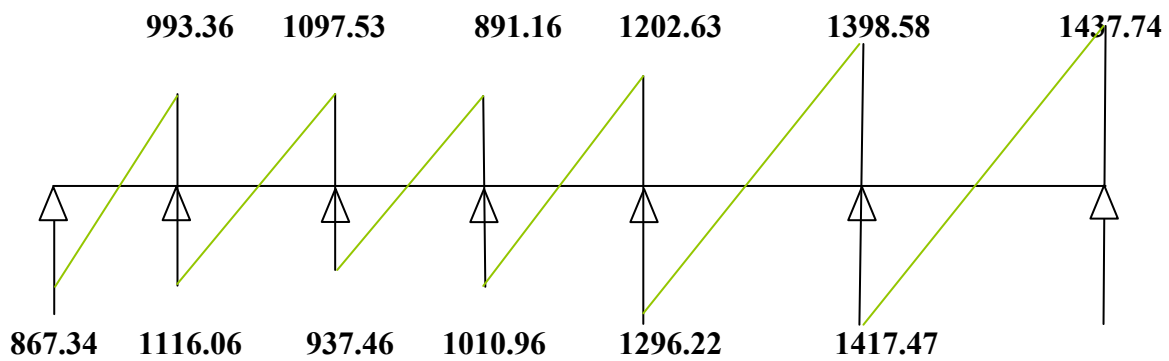


Diagramme des moments fléchissant



Diagrammes des efforts tranchants

✚ à L'ELS :

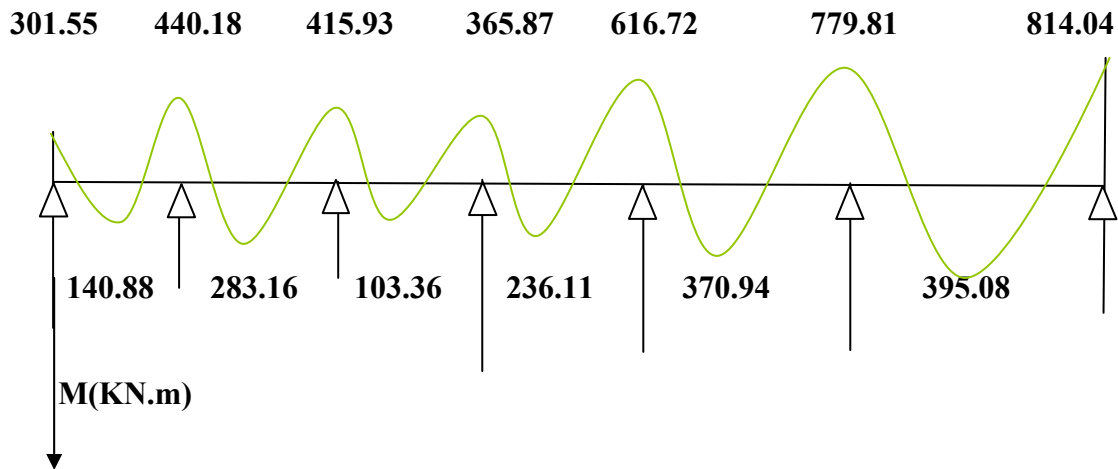
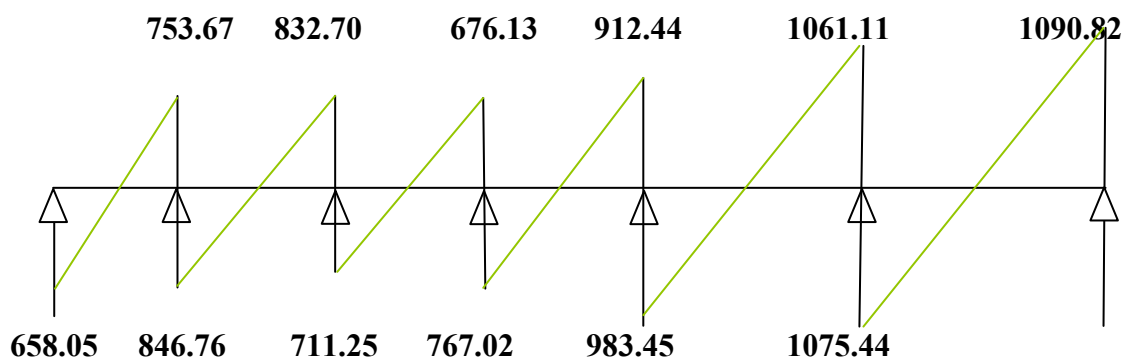


Diagramme des moments fléchissant



Diagrammes des efforts tranchants

Remarque:

La méthode des éléments finis surestime les moments en appui et sous-estime les moments en travées puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées et on augmente les moments en travées en 1/3 des valeurs trouvées

à l'ELU :

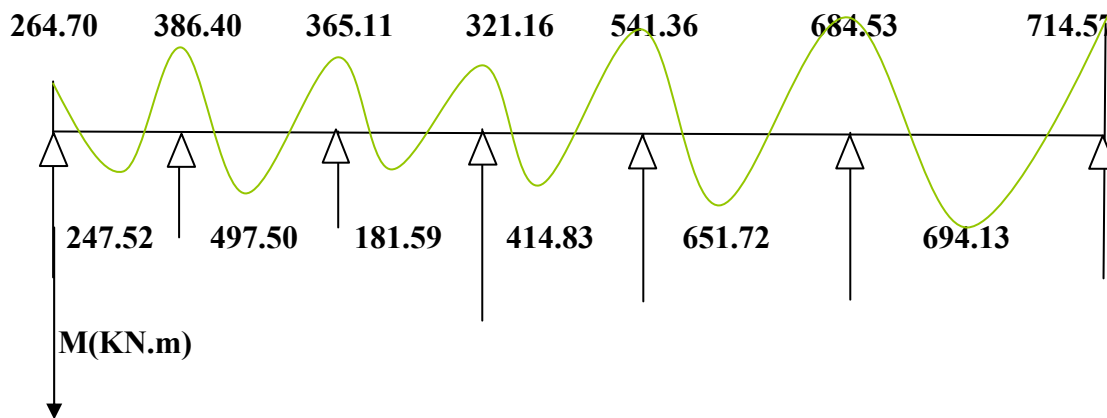


Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELU

à l'ELS :

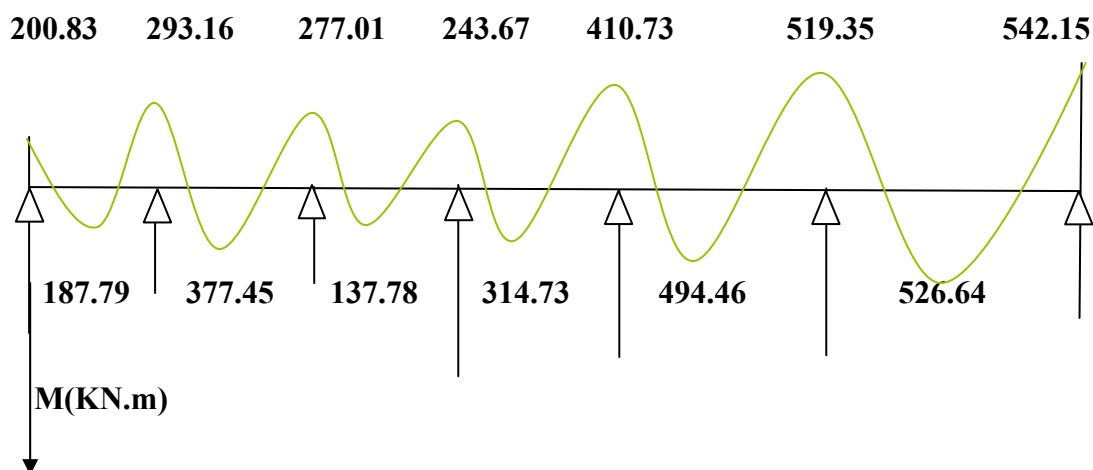


Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELS

❖ Sens transversal :

Calcul de L_t et L_m des charges du panneau de gauche :

$$L_t = 4.45 \times (0.5 - 0.89/4) = 1.23 \text{ m}$$

$$L_m = 5 \times (0.5 - 0.89^2/6) = 1.53 \text{ m}$$

Calcul de L_t et L_m des charges du panneau de droite :

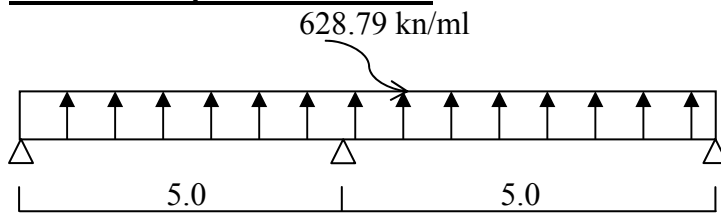
$$L_t = 4.20 \times (0.5 - 0.84/4) = 1.22 \text{ m}$$

$$L_m = 4.20 \times (0.5 - 0.84^2/6) = 1.50 \text{ m}$$

Calcul de la charge totale de la nervure par mètre linéaire :

- $q_u = 256.65 \times (1.23 + 1.22) = 628.79 \text{ KN/ml}$
- $q_s = 194.72 \times (1.23 + 1.22) = 477.06 \text{ KN/ml}$

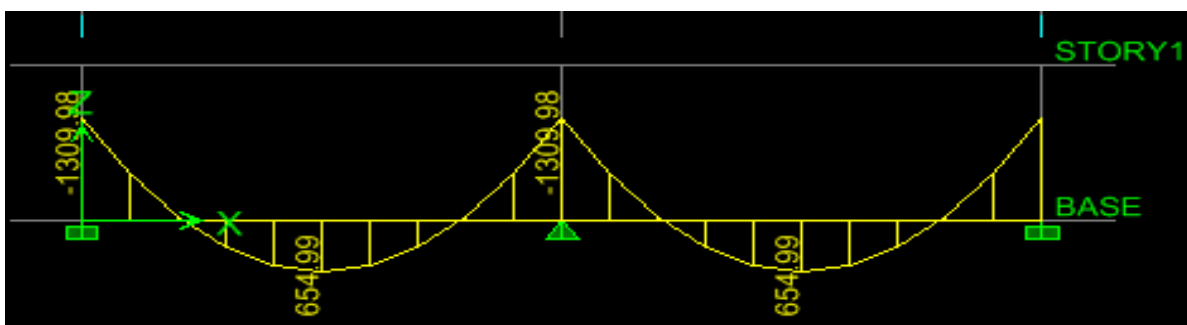
❖ **Schéma statique de la nervure:**



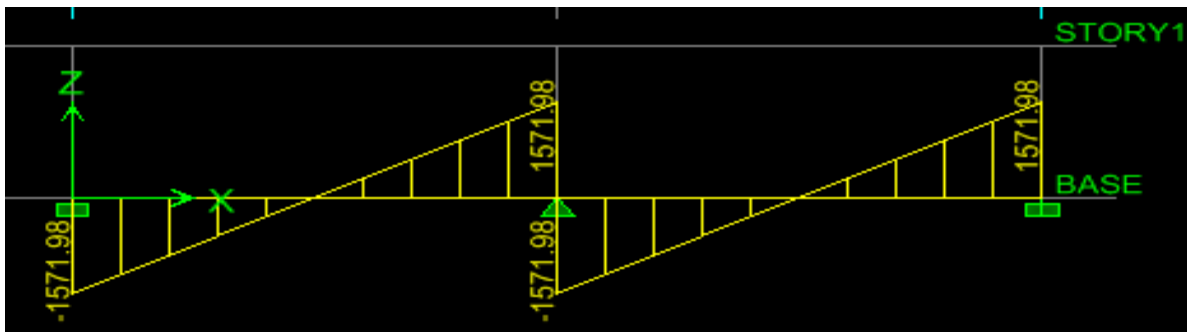
❖ **Détermination des sollicitations :**

La condition d'application de la méthode forfaitaire ($0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$) n'est pas vérifiée ;
 Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.
 Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

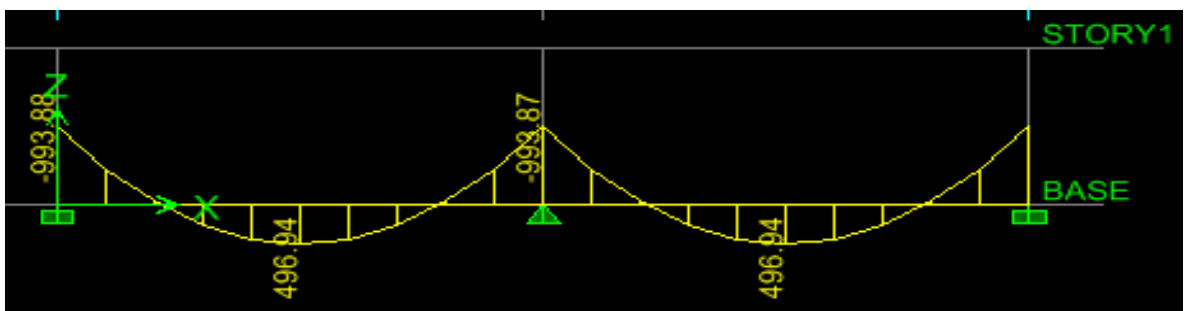
✓ **Diagramme des moments fléchissant à L'ELU :**



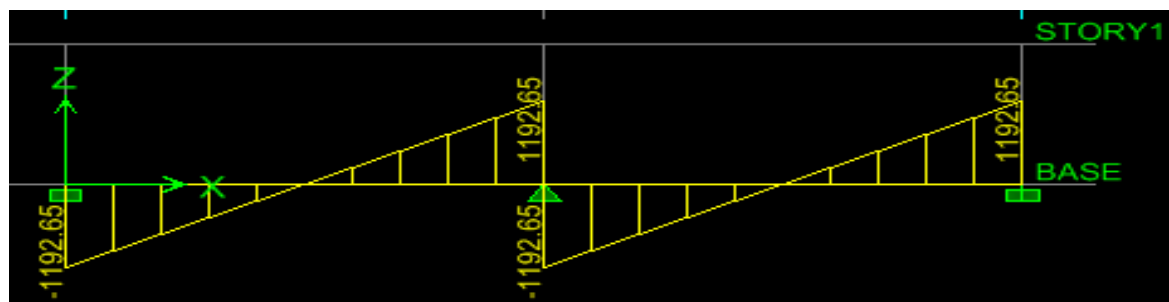
✓ **Diagramme des efforts tranchant à L'ELU :**



✓ **Diagramme des moments fléchissant à L'ELS :**



✓ **Diagramme des efforts tranchant à L'ELS :**



Les résultats seront résumés comme suit :

▪ **Tableau : Moments aux appuis :**

Combinaison	M ₁	M ₂	M ₃
<u>ELU</u>	-1309.98	-1309.98	-1309.98
<u>ELS</u>	-993.88	-993.88	-993.88

▪ **Tableau: Moments en travées :**

Combinaison	M ₁	M ₂
<u>ELU</u>	654.99	654.99
<u>ELS</u>	496.94	496.94

▪ **Tableau : Effort tranchant à ELU :**

<u>travée</u>	1-2	2-3
T ₁	-1571.98	-1571.98
T ₂	1571.98	1571.98

▪ **Tableau : Effort tranchant à ELS :**

<u>travée</u>	1-2	2-3
T ₁	-1192.65	-1192.65
T ₂	1192.65	1192.65

❖ Diagramme des efforts interne : (M kn.m),(V kn)

✚ à l'ELU :

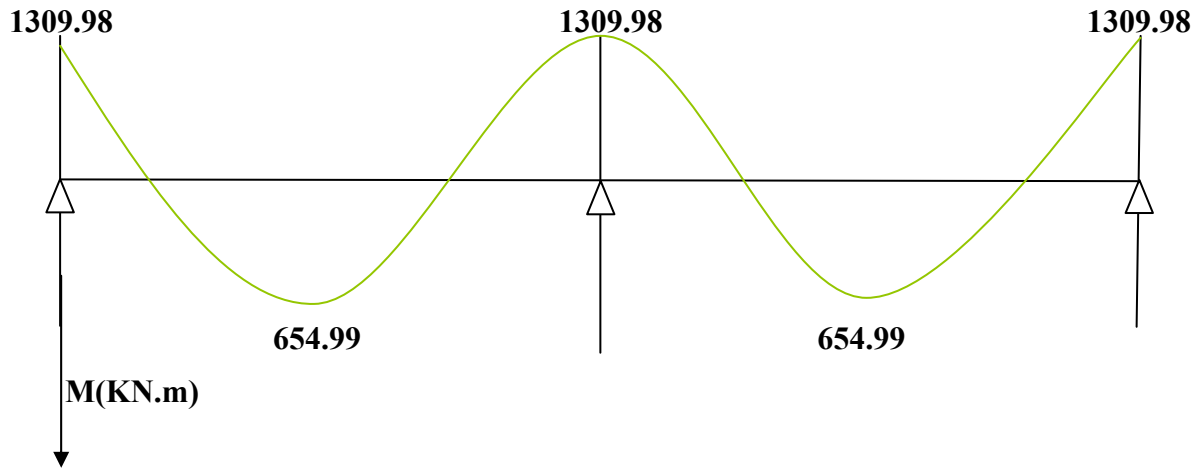
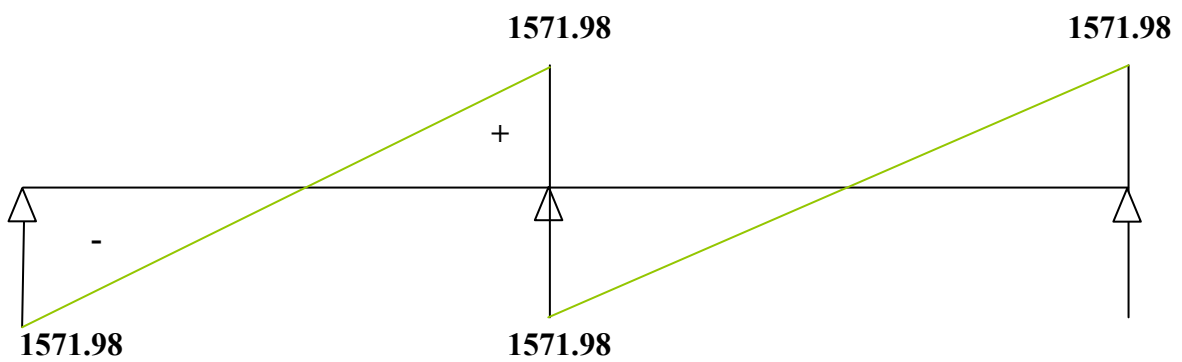
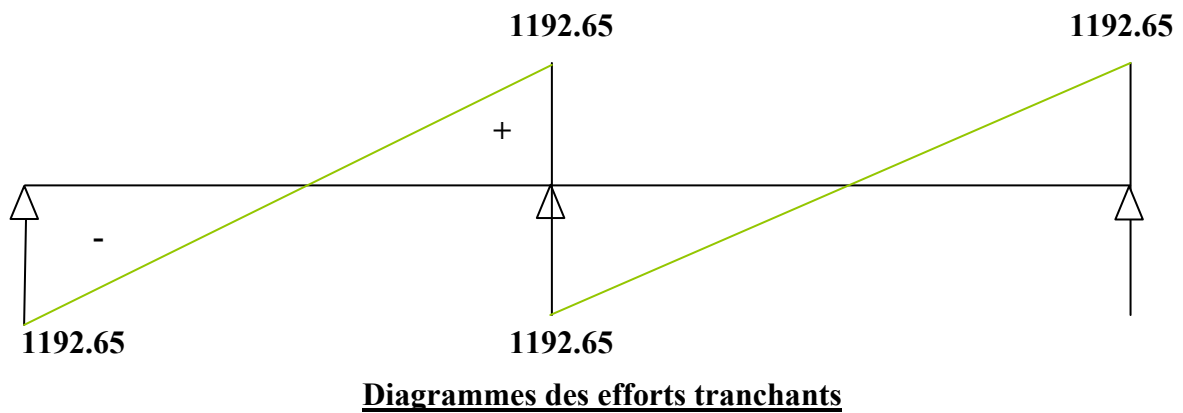
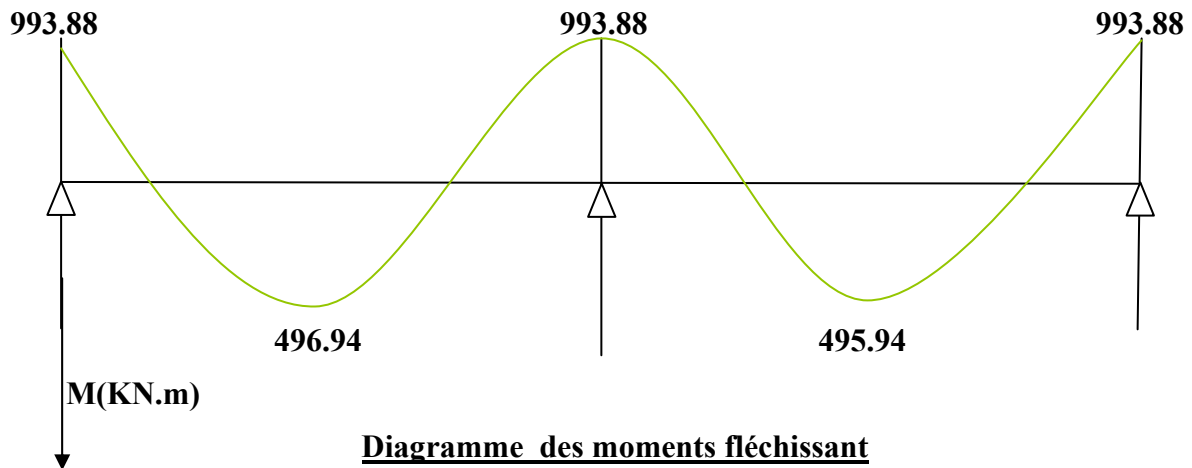


Diagramme des moments fléchissant



Diagrammes des efforts tranchants

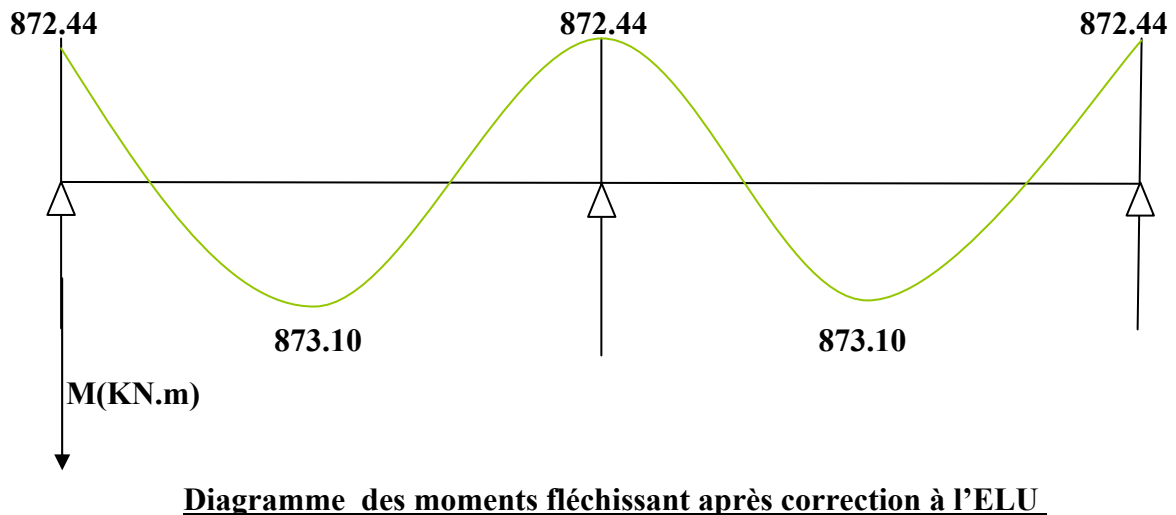
✚ à L'ELS :



✚ **Remarque:**

La méthode des éléments finis surestime les moments en appui et sous-estime les moments en travées puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées et on augmente les moments en travées en 1/3 des valeurs trouvées

✚ à l'ELU :



à L'ELS :

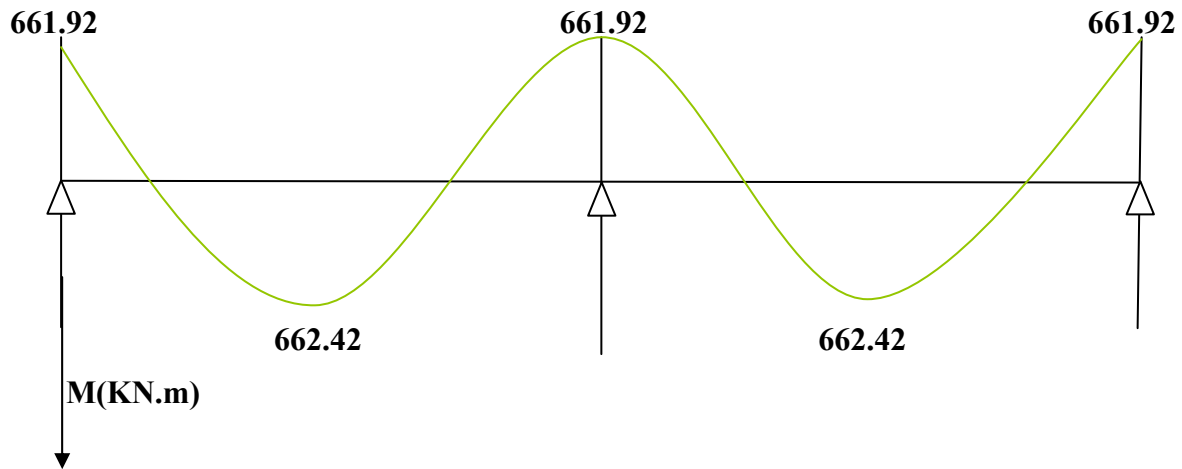


Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELS

❖ Ferraillage de la nervure :

Pour le calcul des armatures on prend le moment maximal sur appui et en travée.

Le ferraillage des nervures est résumé dans le tableau ci-dessous :

▪ Tableau : Ferraillage des nervures :

Sens	Zone	M _{max} (Kn.m)	μ	Obs	β	As _{Calculée} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferraillage
Sens longitudinal	Appuis	694.13	0.108	SSA	0.943	22.26	25.13	8HA20
	Travée	714.57	0.111	SSA	0.941	22.97	25.13	8HA20
Sens transversal	Appuis	661.92	0.103	SSA	0.945	21.18	25.13	8HA20
	Travée	662.42	0.103	SSA	0.945	21.20	25.13	8HA20

❖ Vérification :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_t}{400} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

As = 25.13 cm² > Amin = 5.73 cm² (Condition vérifiée)

❖ **Armatures transversales :**

▪ **Espacement des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) = \min (25 ; 24) = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (En zone nodale)}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (En zone courante)}$$

- St=15cm en zone nodale.
- St=20cm en zone courante.

Soit $A_t = 4HA10 = 3.34 \text{ cm}^2$ (2 cadres)

▪ **Armature transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.00 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la qualité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1.0 \text{ m} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{par paroi.}$$

Soit : $2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2/\text{par paroi.}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{u \max} = 1571.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{1571.98 \times 1000}{500 \times 950} = 2.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :**

▪ **Influence sur le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 313) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b.d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal vaut ($V_u = 1571.98 \text{ KN}$).

$$V_u = 0.267 \times 0.55 \times 1.15 \times 25 \times 10^3 = 3170.62 \text{ kN} > 1571.98 \text{ kN.}$$

→ La condition est vérifiée.

▪ **Influence sur les armatures inférieures (B.A.E.L.91.article :A.5.1,321) :**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(1571.98 \times 10^3 - \frac{714.57 \times 10^6}{0.9 \times 950} \right) = 21.16 \text{ cm}^2.$$

→ Les sections adoptées vérifient cette condition.

➤ **Entraînement des armatures (B.A.E.L.91.article :A.6.1,3) :**

La contrainte d'adhérence et d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

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

Avec :

u_i : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$.

$$\tau_{se} = \frac{1571.98 \times 10^3}{0.9 \times 950 \times 502.4} = 3.01 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

→ La condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS :**

○ **vérification de la contrainte dans l'acier et le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

✓ **Appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 25.13}{50 \times 95} = 0.529$$

$$\rho = 0.529 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.891 \\ K = 0.0324 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta d x A_s} = \frac{694.13 \times 1000}{0.891 \times 95 \times 25.13} = 326.32 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0324 \times 326.32 = 10.57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ **Travées :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 25.13}{50 \times 95} = 0.529$$

$$\rho = 0.529 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.891 \\ K = 0.0324 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d x A_s} = \frac{714.57 \times 1000}{0.891 \times 95 \times 25.13} = 335.93 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0324 \times 335.93 = 10.88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Nb : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

CHAPITRE X

ETUDE DU MUR

PLAQUE

Introduction :

Le mur forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement (résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise).

❖ **pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Art 10.1.2 ; page 81) pour le voile périphérique est de **20 cm**, on opte pour épaisseur de **20 cm**.

✚ Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

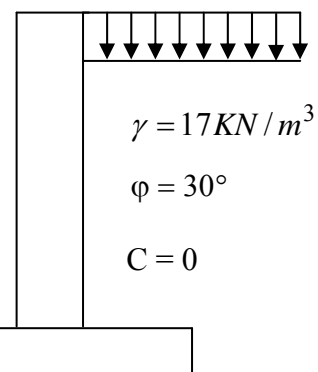
φ : Angle de frottement interne

✚ Caractéristiques du sol :

L'étude du laboratoire géotechnique a donné les résultats ci-dessous :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- ✓ Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ contrainte de sol : 2,5bars

$$q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$$



❖ Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \quad \text{avec} \quad 0 < h < H$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H0} = 1,5 \times 0,577 \times 10 = 8.655 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 3.1 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 \times (1,35 \times 17 \times 3.1 + 1,5 \times 10) = 49.70 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 6.2 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 17 \times 6.2 + 1,5 \times 10) = 90.75 \text{ kn/m}^2$$

➤ **ELS :**

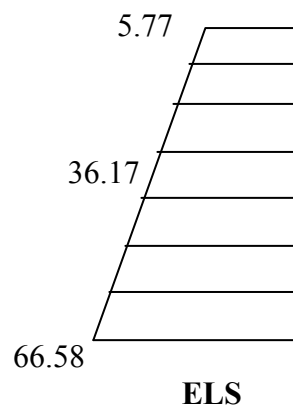
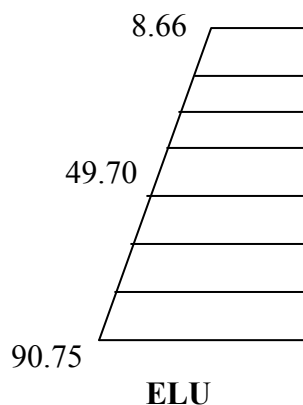
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H0} = 0,577 \times 10 = 5.77 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 3.1 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 (17 \times 3.1 + 10) = 36.17 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 6.2 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 (17 \times 6.2 + 10) = 66.58 \text{ kn/m}^2$$

▪ **Diagramme des contraintes :**



➤ **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :**

▪ **ELU :** $q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 90.75 + 49.70}{4} = 80.49 \text{ kn/ml}$

▪ **ELS :** $q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 66.58 + 36.17}{4} = 58.98 \text{ kn/ml}$

❖ **Ferraillage du mur plaque :**

✚ **Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues semi encastrées de quatre cotés

(Au niveau du radier, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher de RDC).

Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux semi encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encasté à ses deux extrémités. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis intermédiaire

➤ Identification des panneaux :

$$l_x = 3.1 \text{ m}$$

$$l_y = 4.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.1}{4.45} = 0,7; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0683 \times 80,49 \times 3,1^2 = 52,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,436 \times 52,83 = 23,03 \text{ KN.m}$$

✓ Correction des moments :

➤ Sens x- x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 52,83 = 26,41 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 52,83 = 39,62 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 23,03 = 11,51 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 23,03 = 17,27 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0743 \times 36.17 \times 3.1^2 = 25.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,585 \times 25.83 = 15.11 \text{ KN.m}$$

✓ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 25.83 = 12.91 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 25.83 = 19.37 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 15.11 = 7.55 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 15.11 = 11.33 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

Détermination des armatures :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99 version 2003/ART 10.1.2)}$$

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

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

✚ **Tableau : ferraillage du mur plaque a l'ELU :**

Sens	zone	M _u (kn.m)	μ _U	μ ₁	section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e(cm)
XX	Appuis	26.41	0,064	0,392	SSA	0,967	4.61	2	7HA12=7.92	15
	Travée	39.62	0,096	0,392	SSA	0,949	7.05	2	7HA12=7.92	15
YY	Appuis	11.51	0,028	0,392	SSA	0,986	1.97	2	7HA10=5.49	15
	travée	17.27	0,042	0,392	SSA	0,979	2.98	2	7HA10=5.49	15

➤ **Recommandations du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à L'ELU :**

✚ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.7$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.7)}{2} = 1.84 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens l_x :**

Aux appuis : $A_a = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

En travées : $A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

▪ **Sens l_y :**

Aux appuis : $A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

En travées : $A_t = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **Diamètre minimal des barres:**

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ecartement des barres :**

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

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

- **Sens l_x :**
Aux appuis : $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
En travées : $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

- **Sens l_y :**
Aux appuis : $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
En travées : $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Vérification au cisaillement (Art.5.1.211.) :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b.d).$$

$$V_u = q_u \times L/2 = 80.49 \times 2.225 = 179.09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 179.09 \times 10^3 / (170 \times 1000) = 1.05 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ **vérification à l'ELS :**

➤ **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Tableau : vérification des contraintes à l'ELS :

Sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	26.41	12.91	2.045	0.0828	0.772	vérifiée
	Travée	39.62	19.37	2.045	0.1264	0.772	vérifiée
YY	appui	11.51	7.55	1.524	0.0355	0.512	vérifiée
	travée	17.27	11.33	1.524	0.0536	0.512	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{310} = 0,064 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{0.85 M_U}{20 M_U} = 0,042 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.49}{100 \times 17} = 0,0032 < \frac{2.1}{400} = 0,0052 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

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

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

▪ **Recherche de la position de l'axe neutre y_1 :**

✓ **Sens XX :**

Aux appuis :

$$b y_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 237.6 y_1 - 4039.2 = 0$$

$$\Delta = (237.6)^2 - 4(100)(-4039.2) = 1672133.76$$

$$\sqrt{\Delta} = 1293.11$$

$$y_1 = 5.28 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (5.28)^3}{3} + 15 \times 7.92 (17 - 5.28)^2 = 21224.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau : vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

Sens	zone	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sqrt{\Delta}$	$y_1 \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{st} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{st} \text{ (MPa)}$	observation
XX	Appui	7.92	1293.11	5.28	21224.77	10.69	164,97	vérifiée
	Travée	7.92	1293.11	5.28	21224.77	16.04	164,97	vérifiée
YY	Appui	5.49	1293.11	5.28	21224.77	6.25	164,97	vérifiée
	travée	5.49	1293.11	5.28	21224.77	9.38	164,97	vérifiée

Nb : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

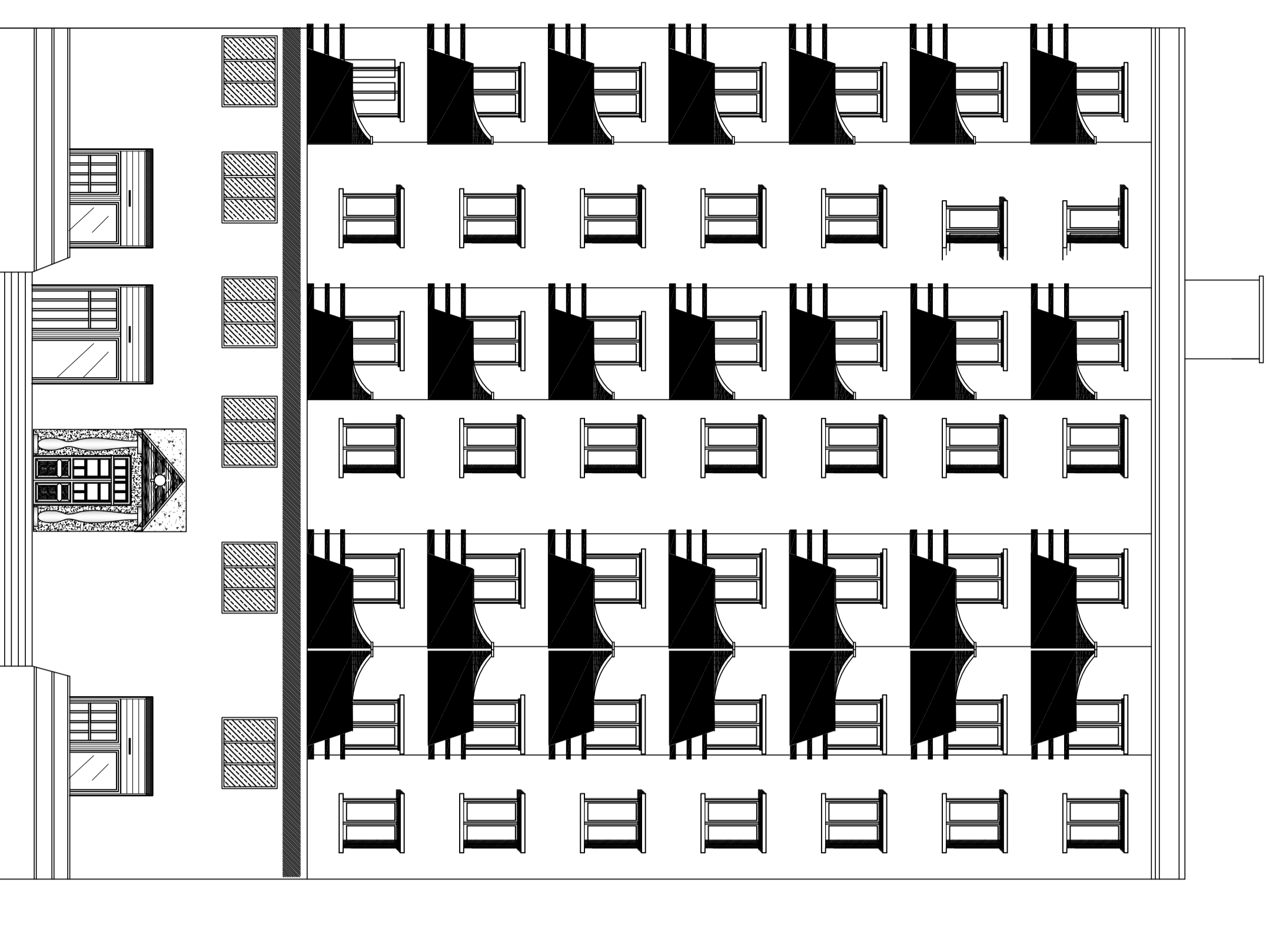
conclusion

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

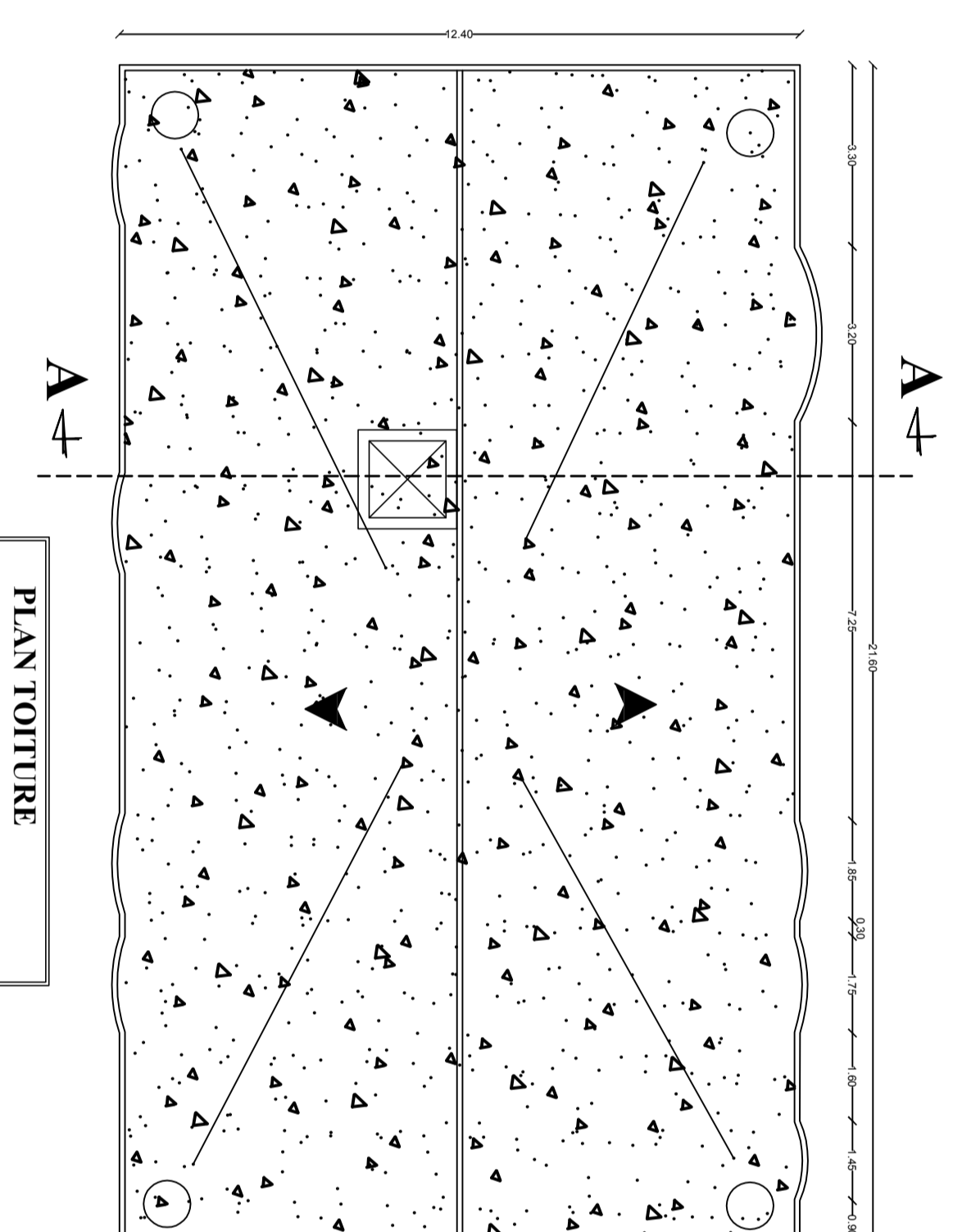
Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en GENIE – CIVIL.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

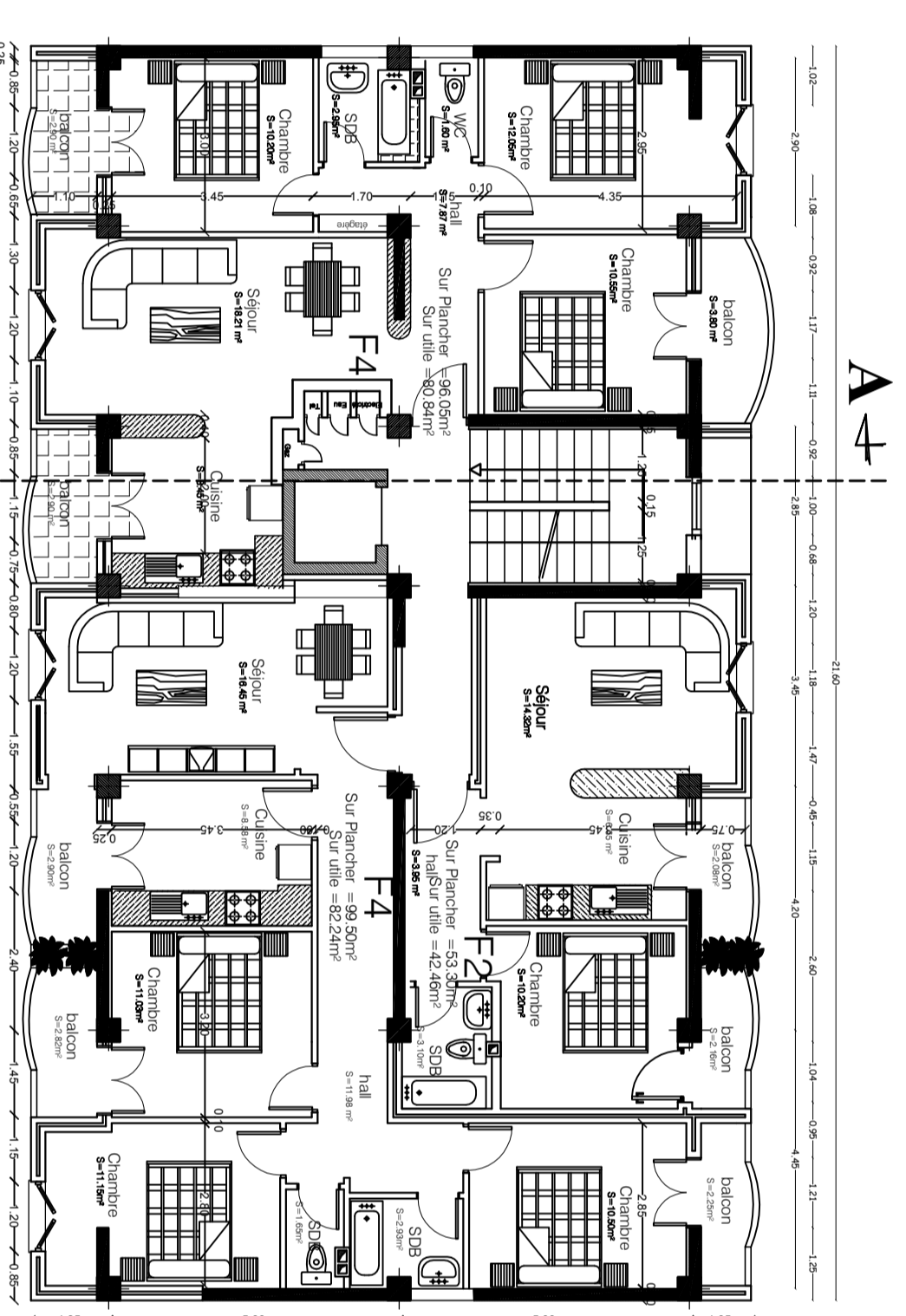
Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



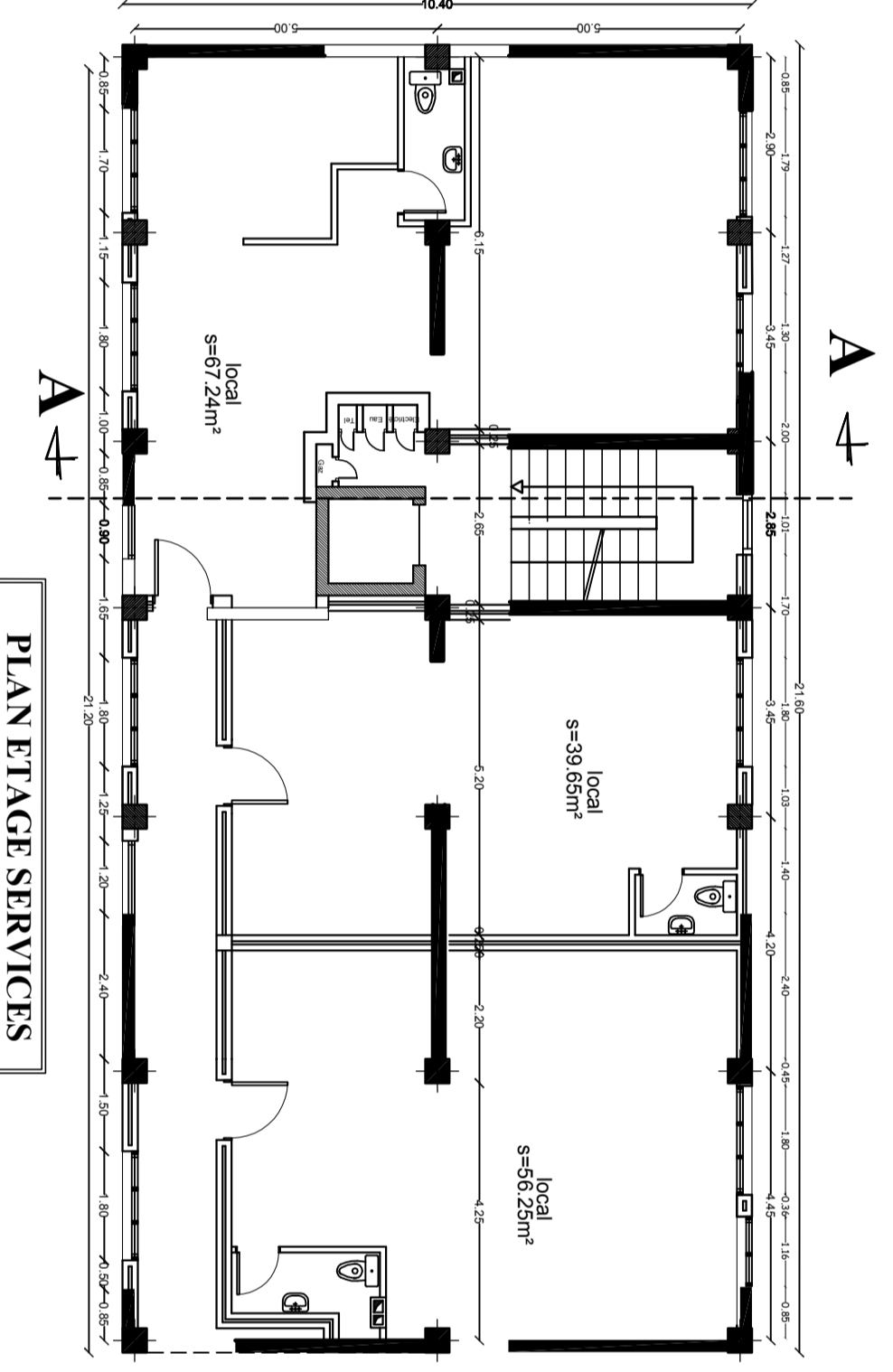
FACADE PRINCIPALE



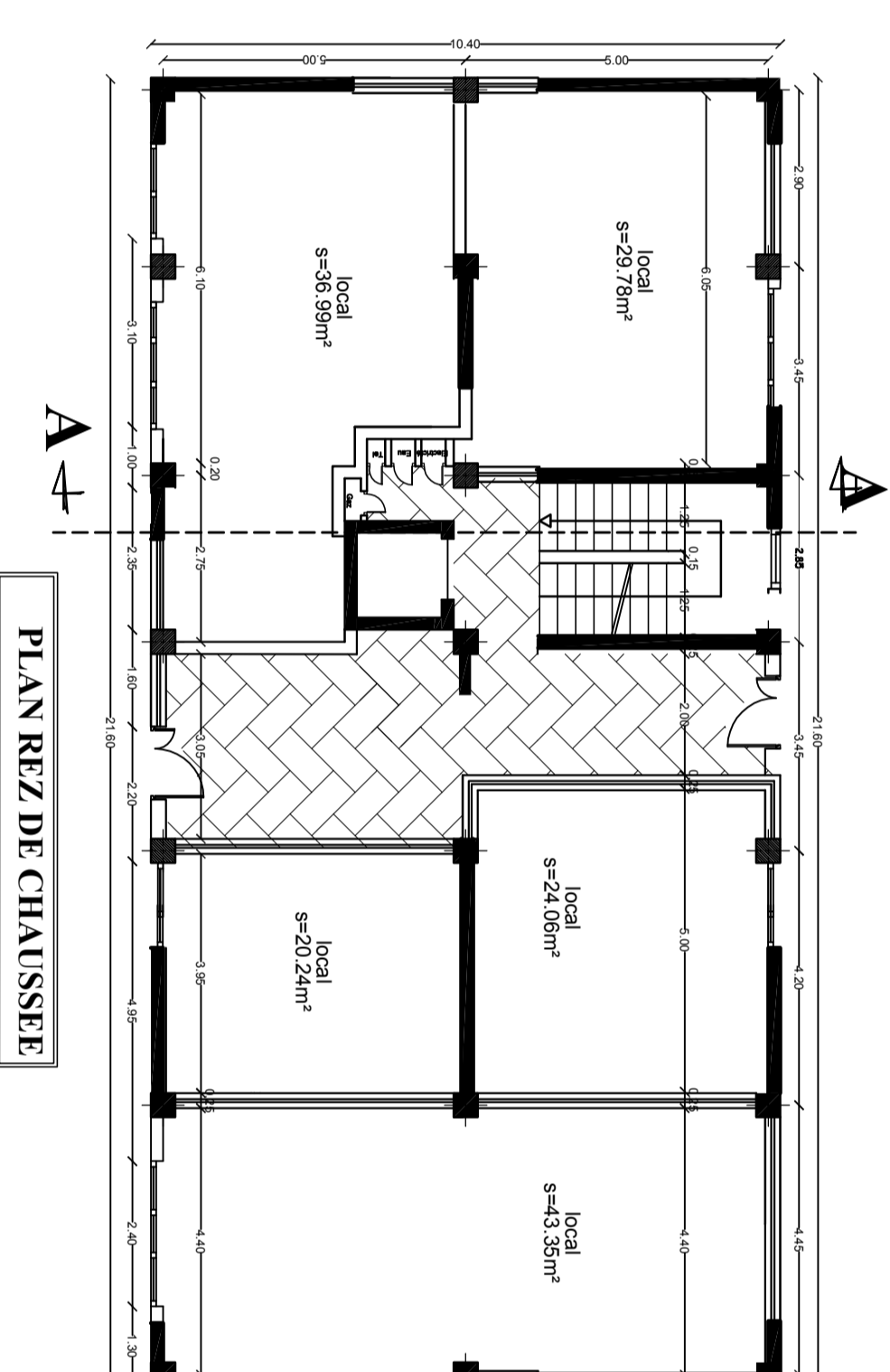
PLAN TOITURE



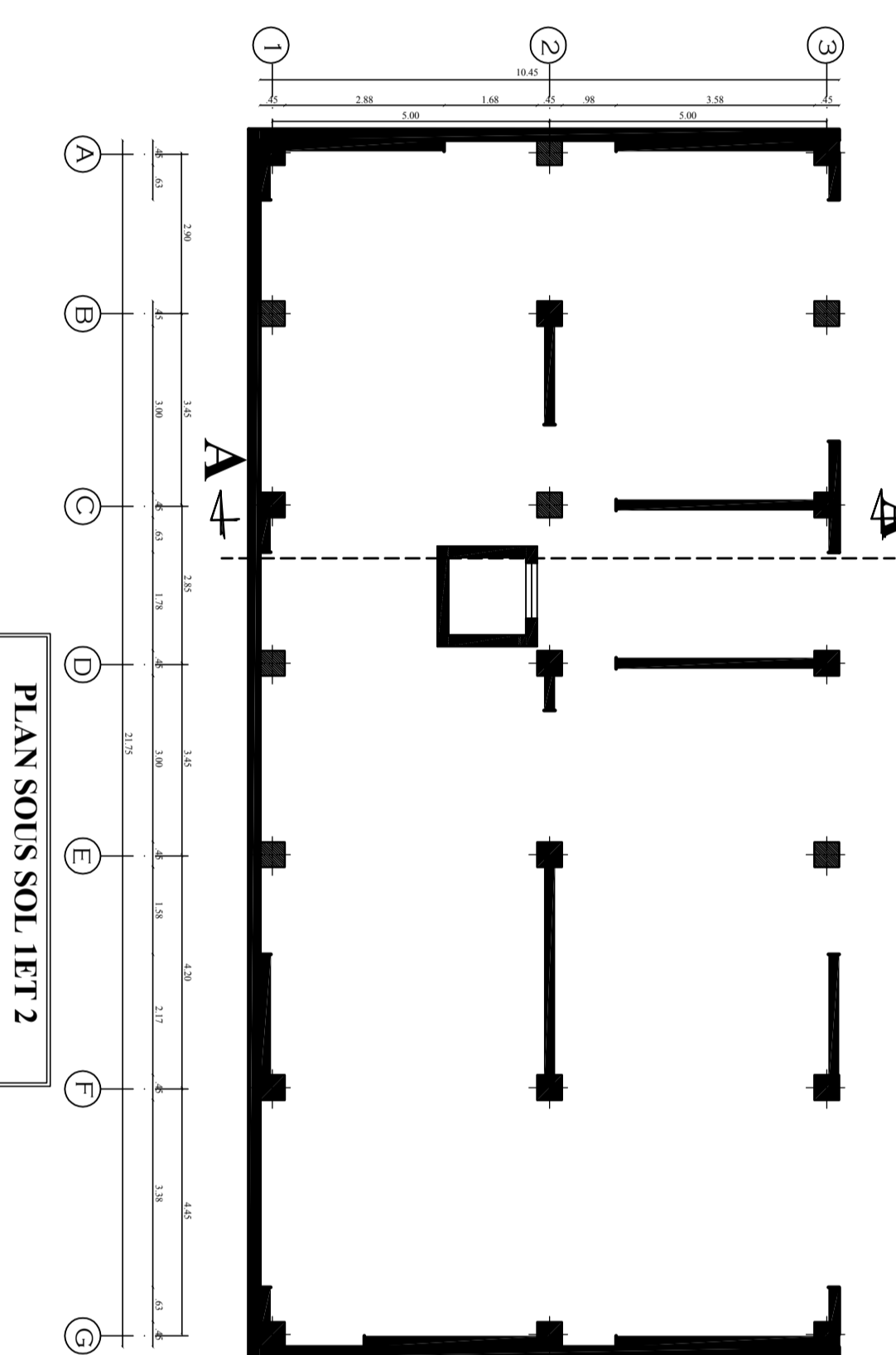
PLAN ETAGE COURANT



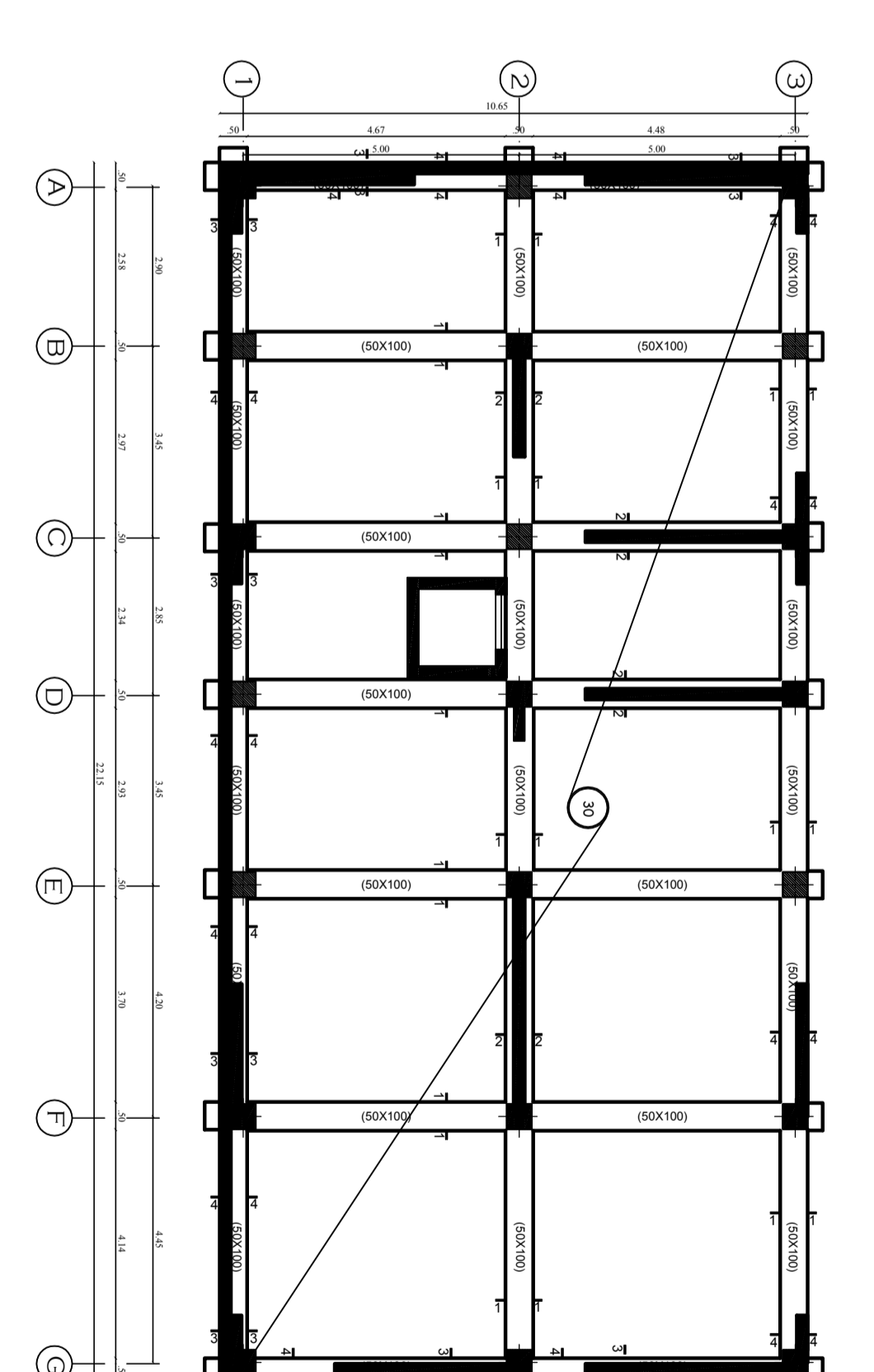
PLAN ETAGE SERVICES



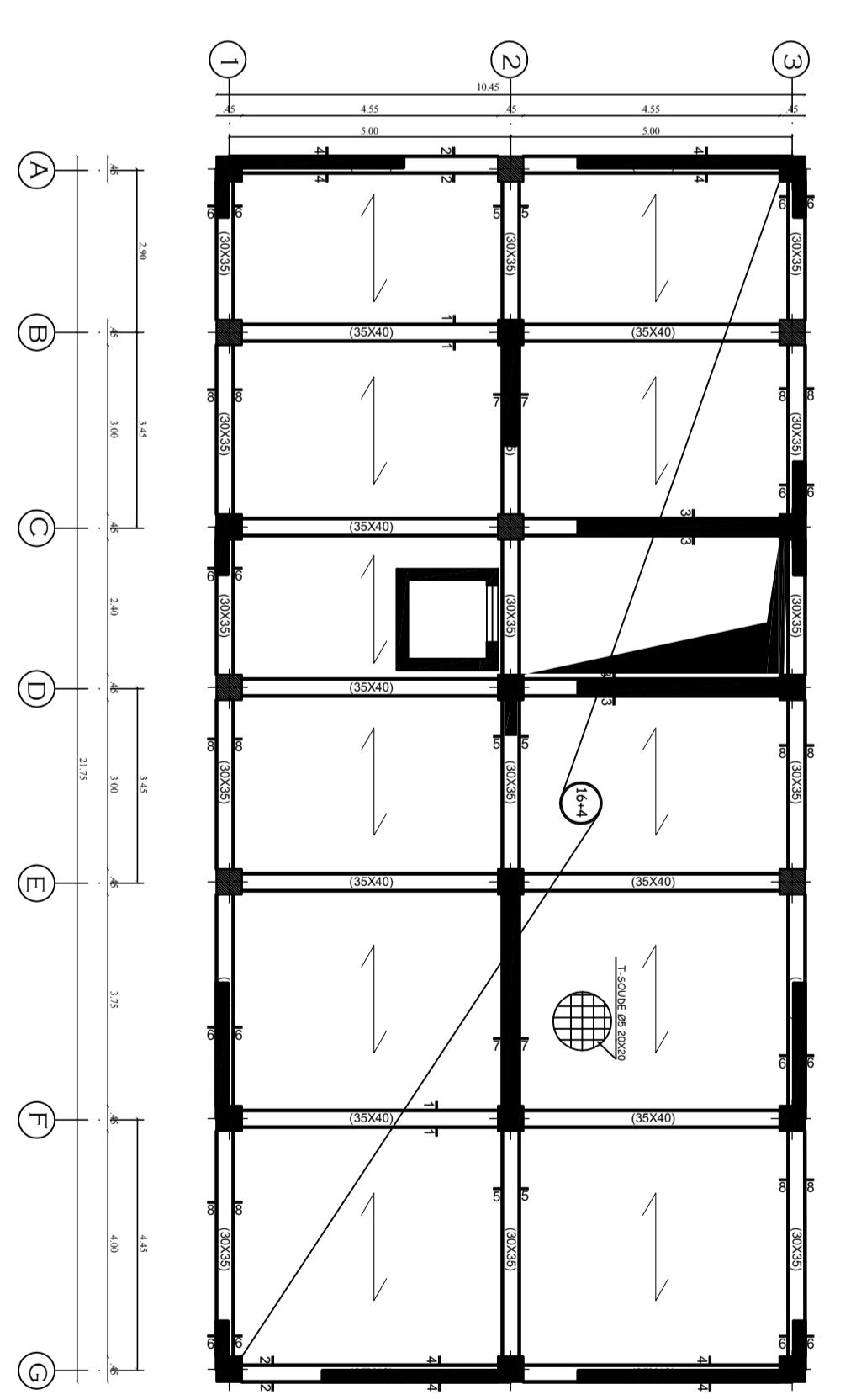
PLAN REZ DE CHAUSSEE



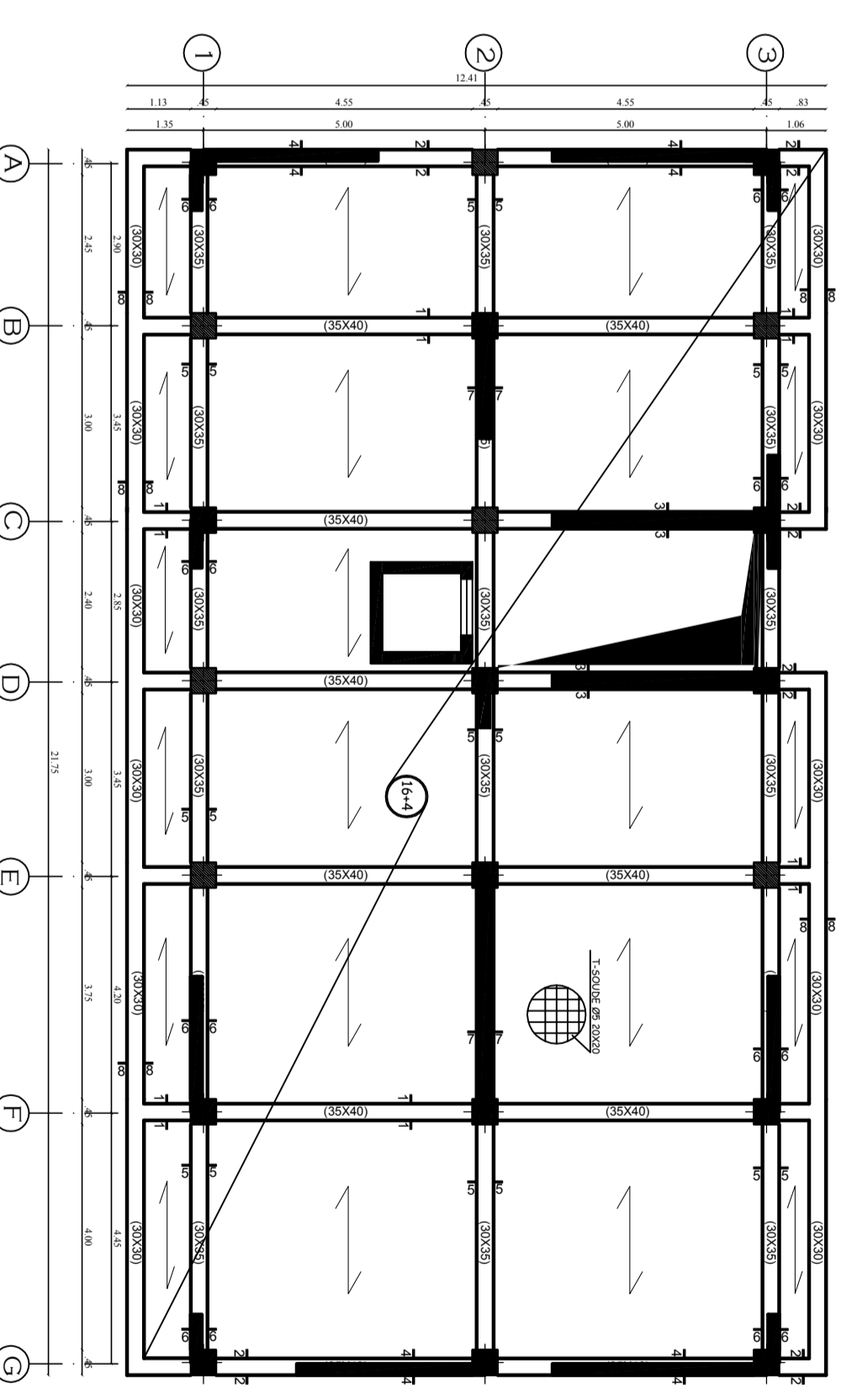
PLAN SOUS SOL, IET 2



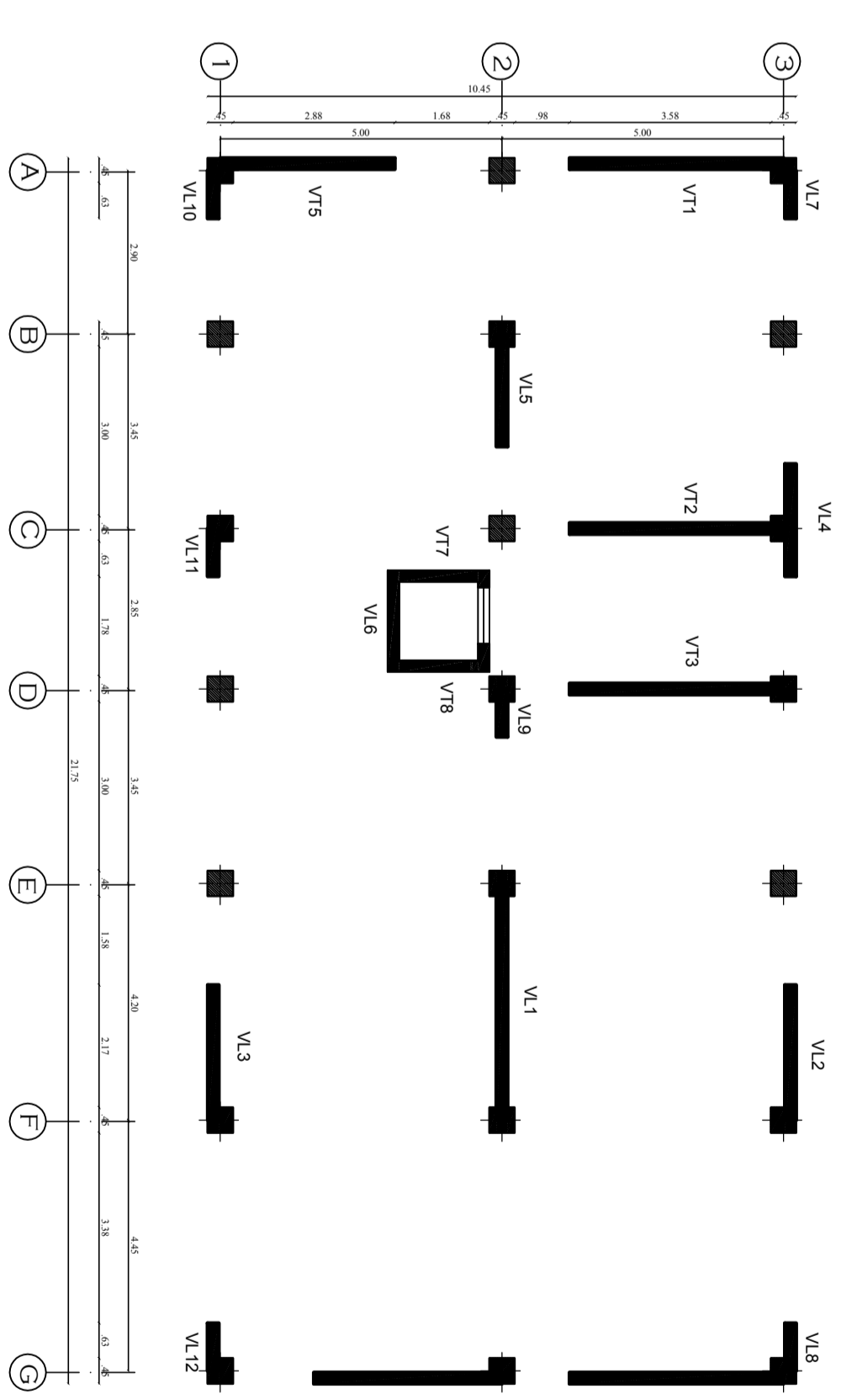
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERALE



PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER SOUS SOL, REZ DE CHAUSSEE ET ETAGE DE SERVICES

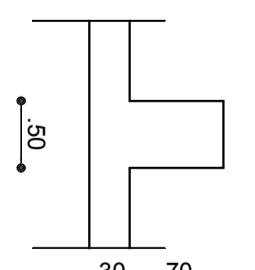


PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES COURANTS ET TERRASSE

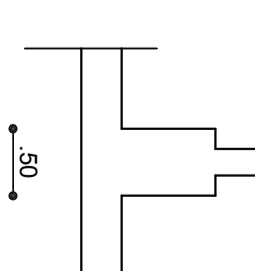


PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

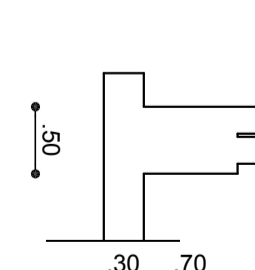
Coupe 1-1



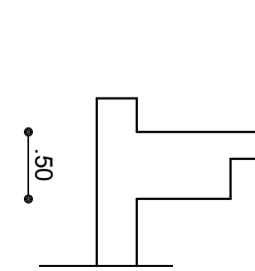
Coupe 2-2



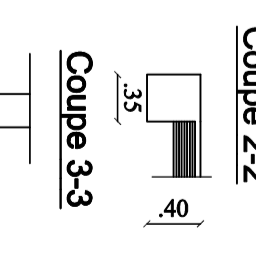
Coupe 3-3



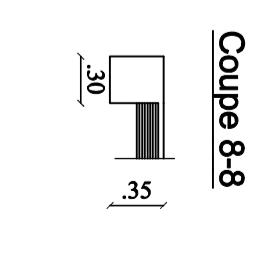
Coupe 4-4



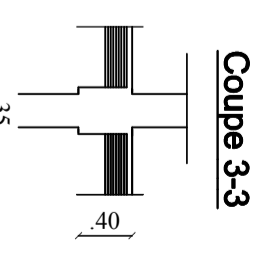
Coupe 1-1



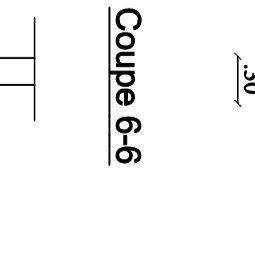
Coupe 5-5



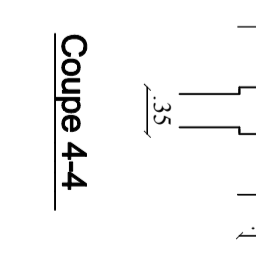
Coupe 2-2



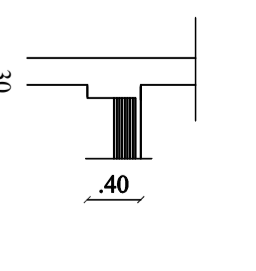
Coupe 8-8



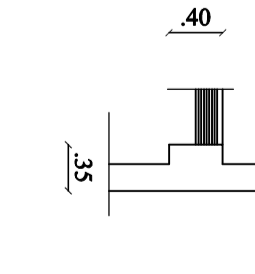
Coupe 3-3



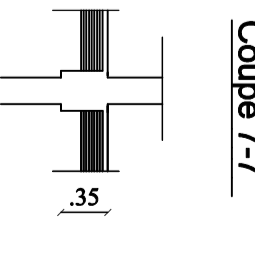
Coupe 8-8



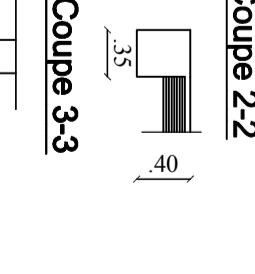
Coupe 4-4



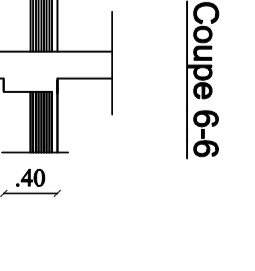
Coupe 7-7



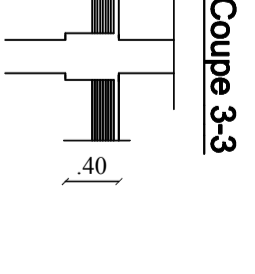
Coupe 1-1



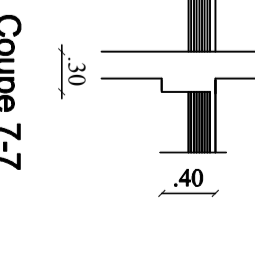
Coupe 5-5



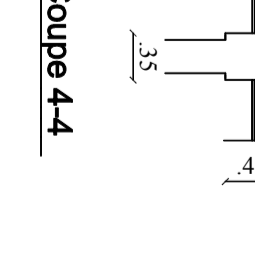
Coupe 2-2



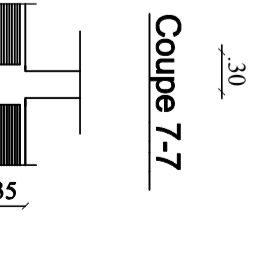
Coupe 8-8



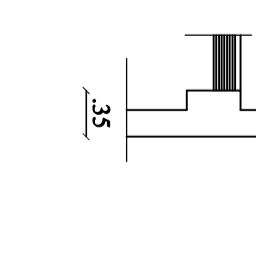
Coupe 3-3



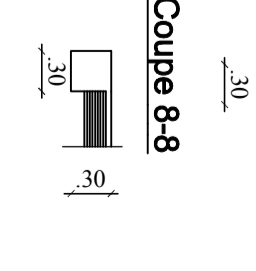
Coupe 7-7



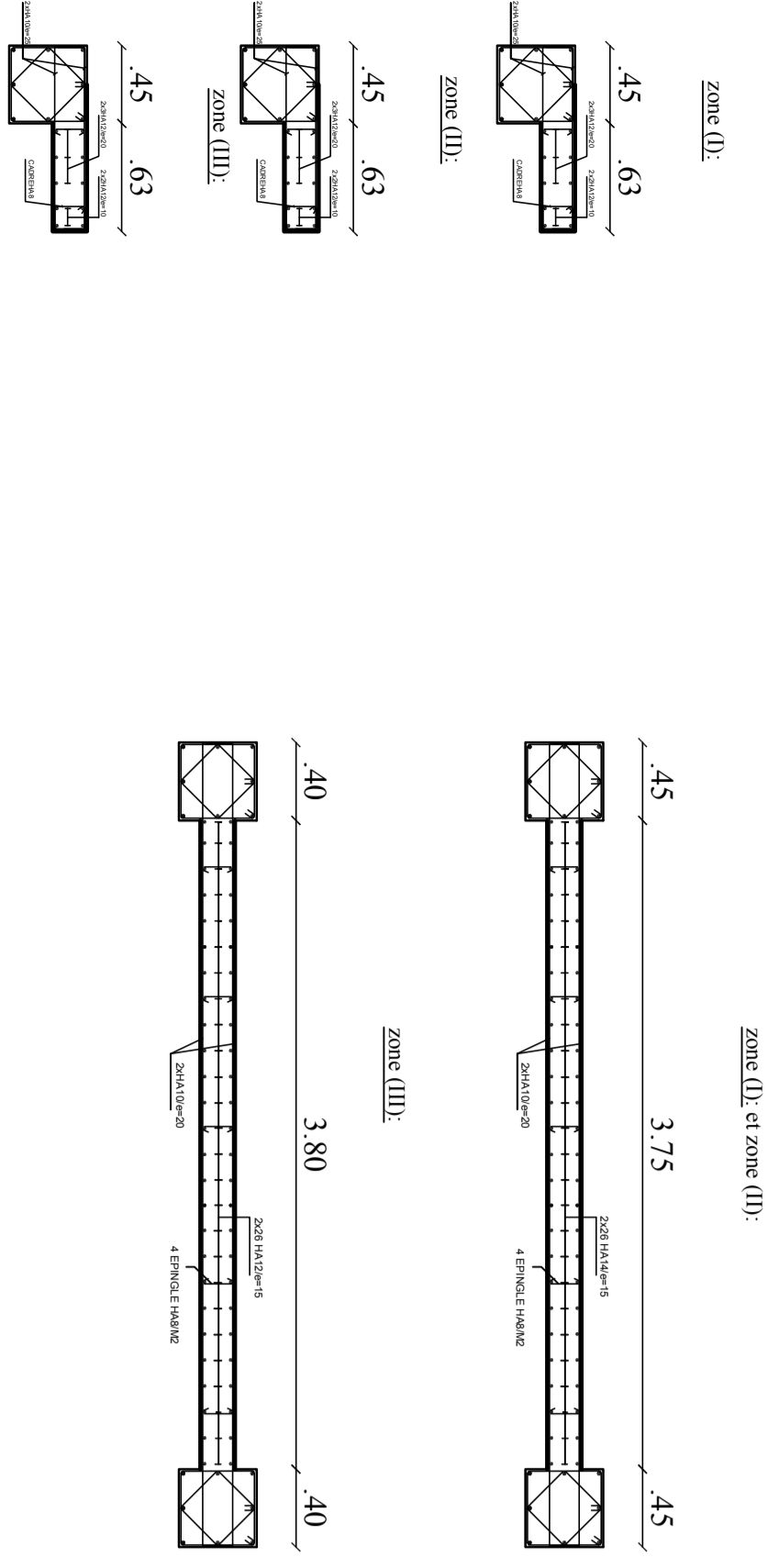
Coupe 4-4



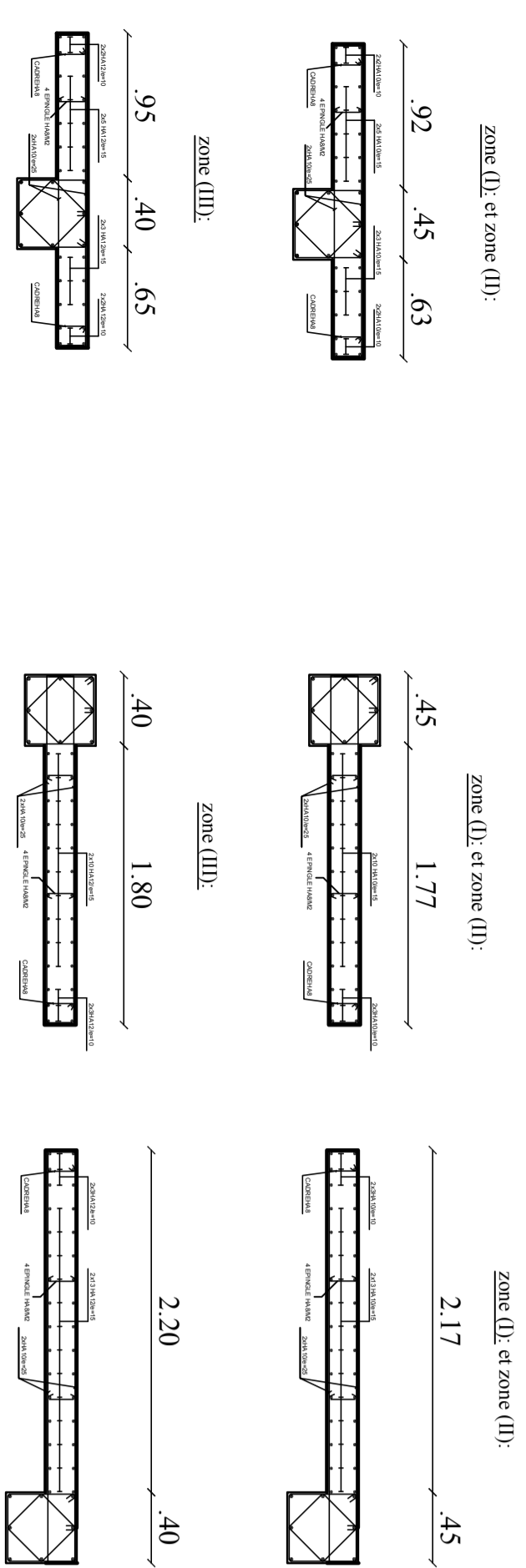
Coupe 8-8



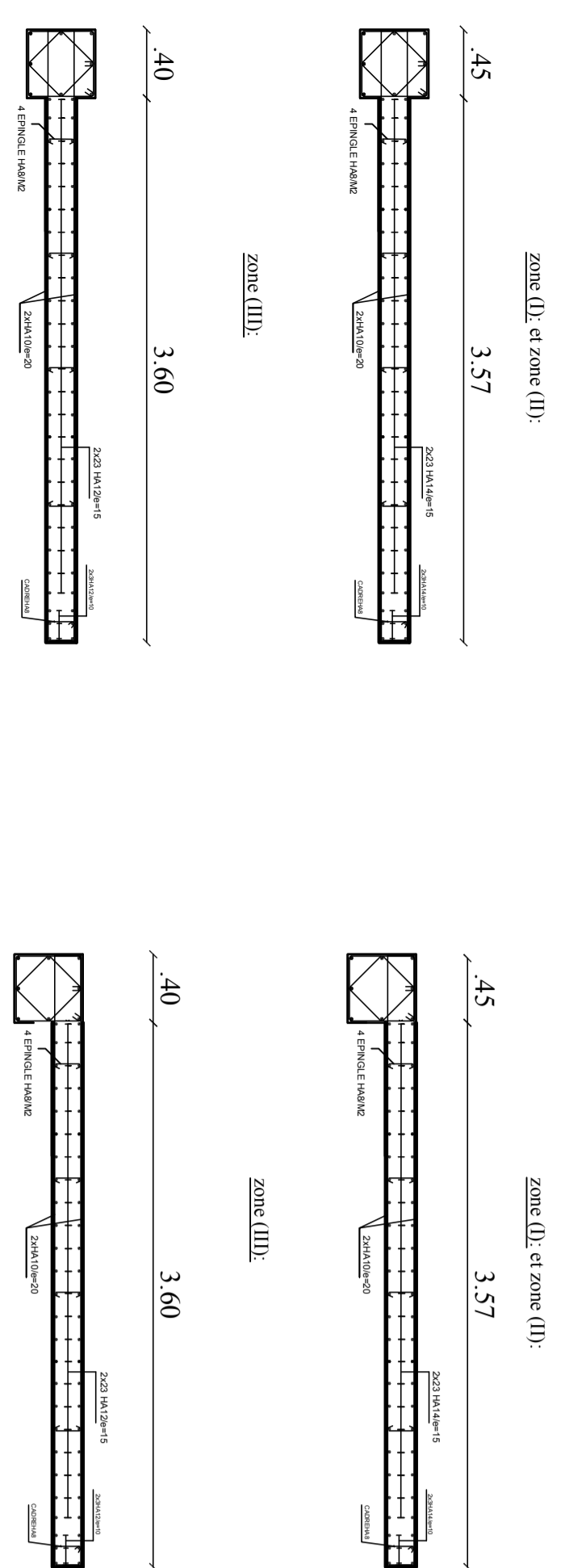
Ferrailage des Voiles longitudinales: VL1, VL7, VL8, VL9, VL10, VL11 et VL12



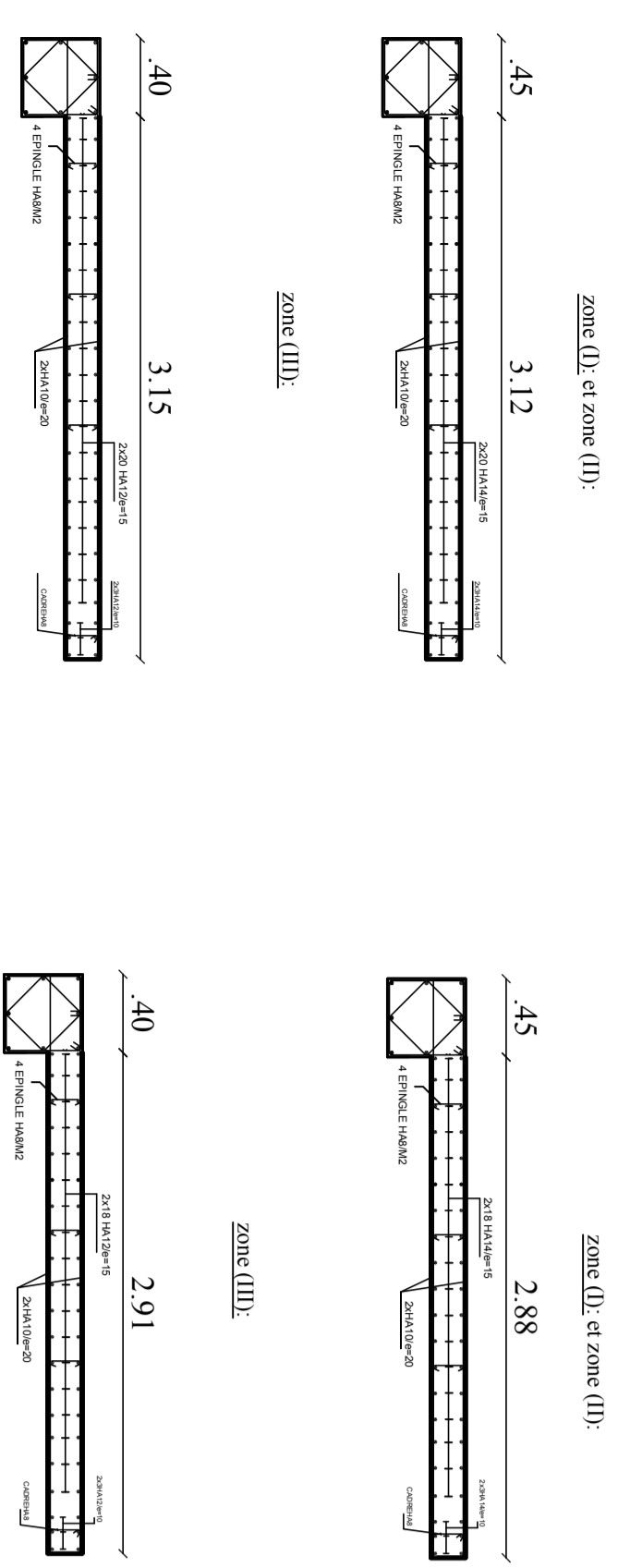
Ferrailage des Voiles longitudinales: VL2, VL3, VL4, VL5 et VL6



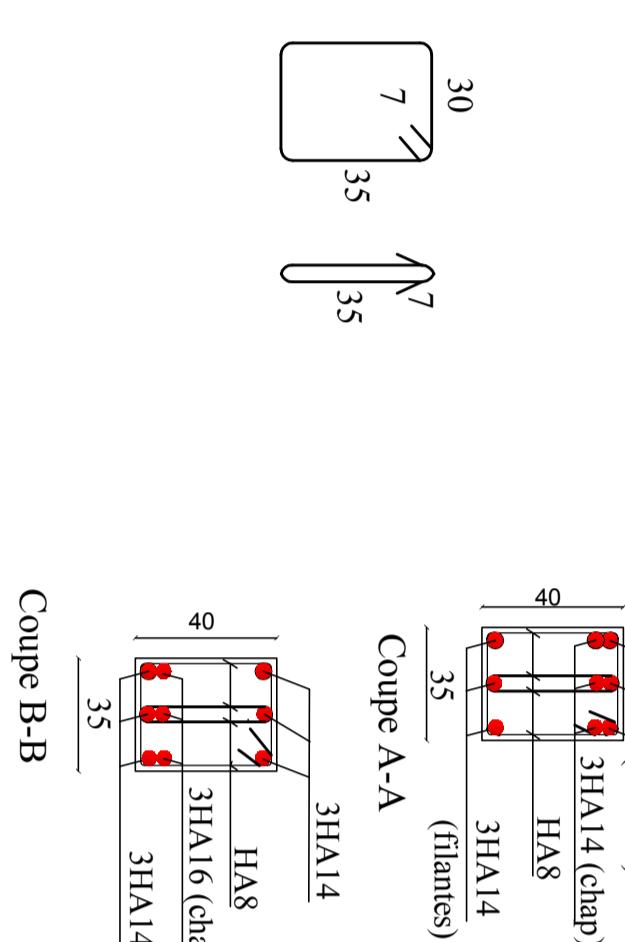
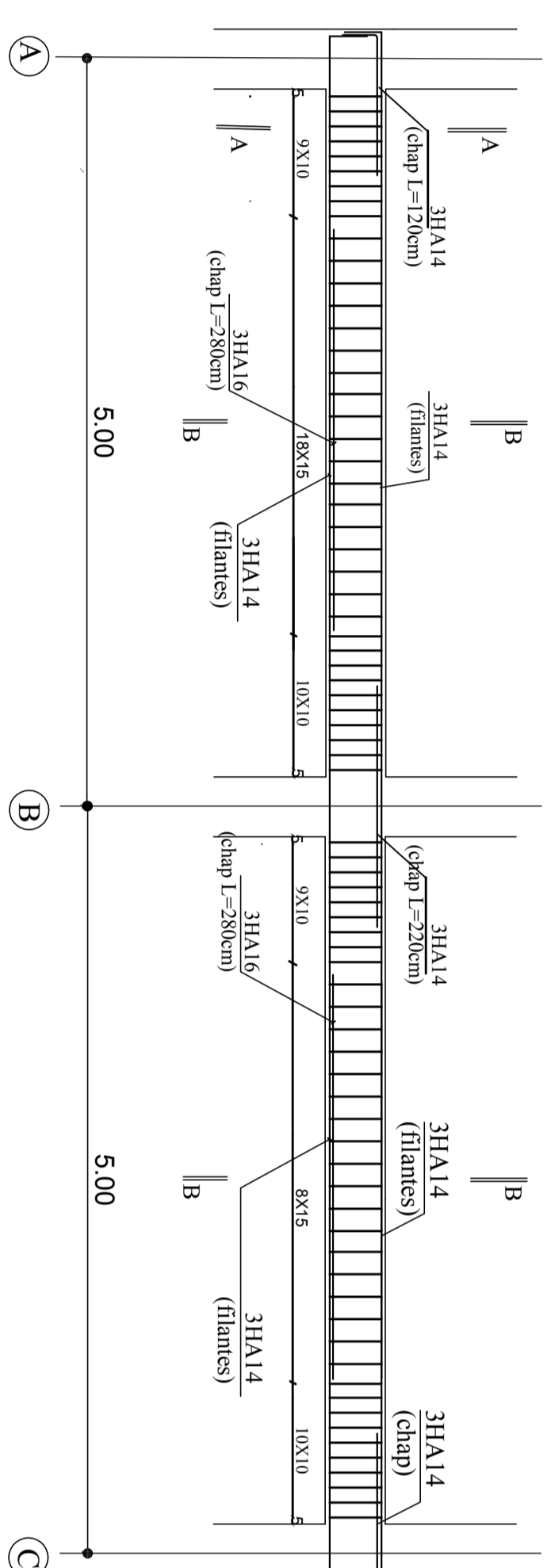
Ferrailage des Voiles Transversales: VT1, VT2, VT3 et VT4



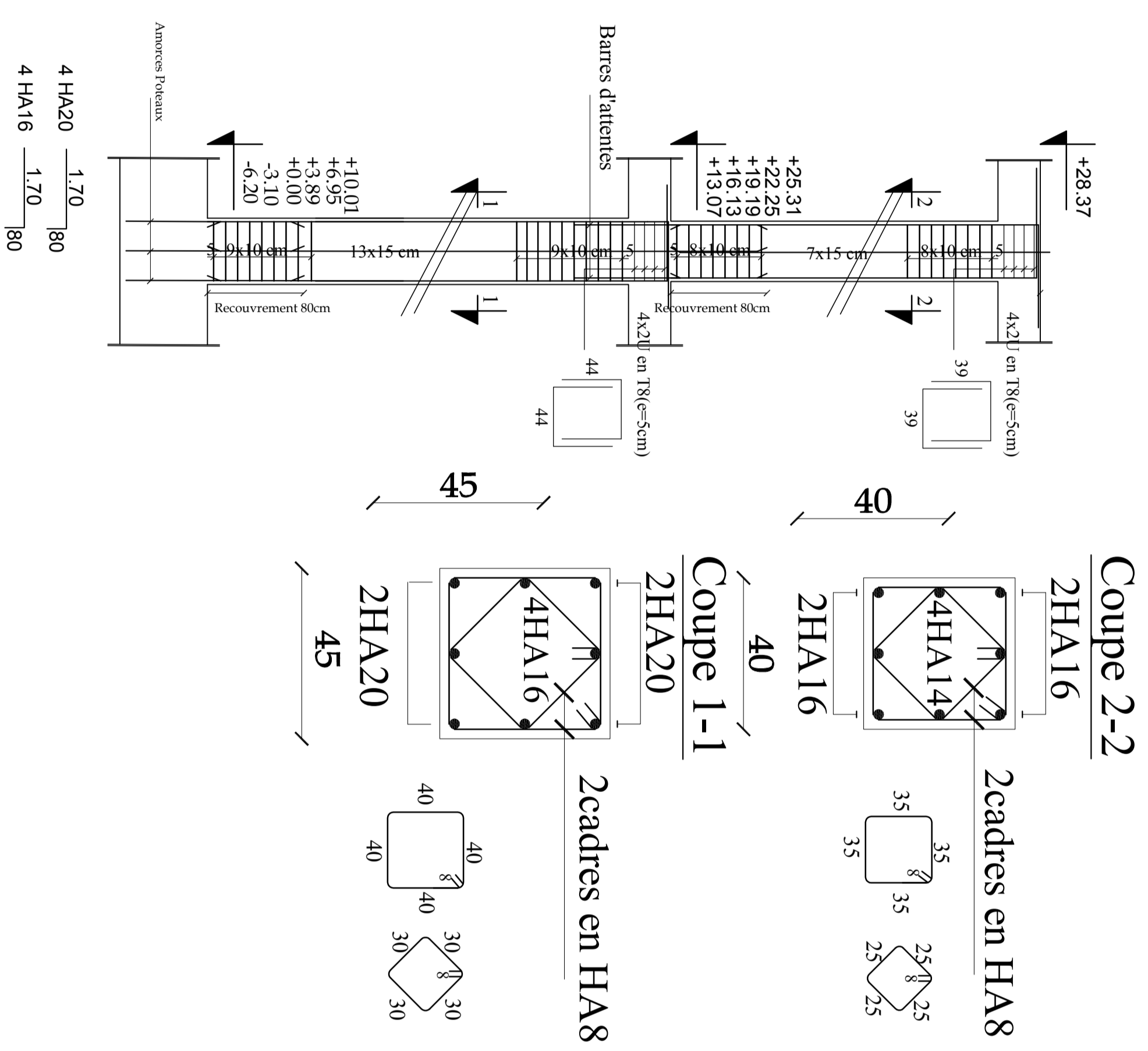
Ferrailage des Voiles Transversales: VT5 et VT6



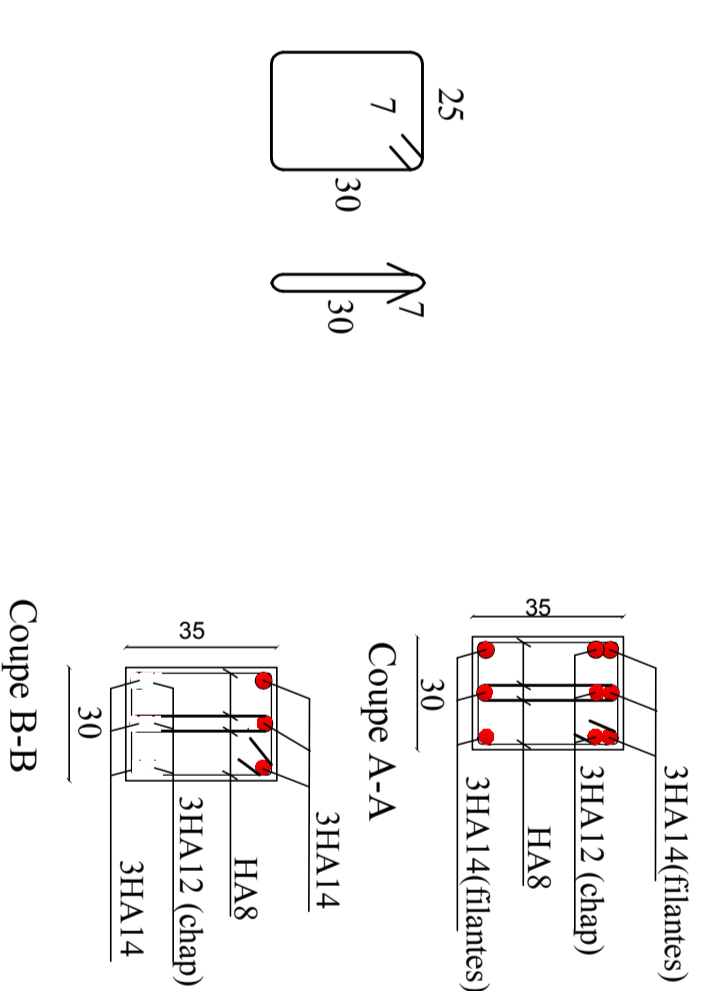
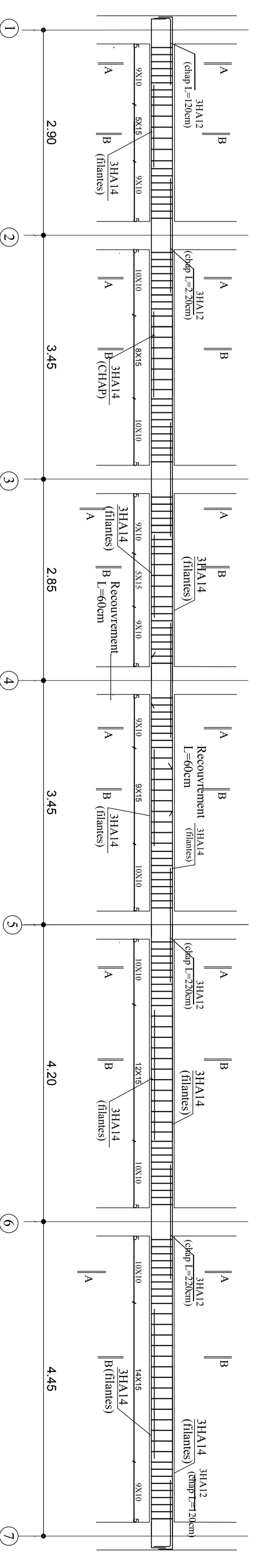
Ferrailage des poutres principales du Niv1 au Niv13



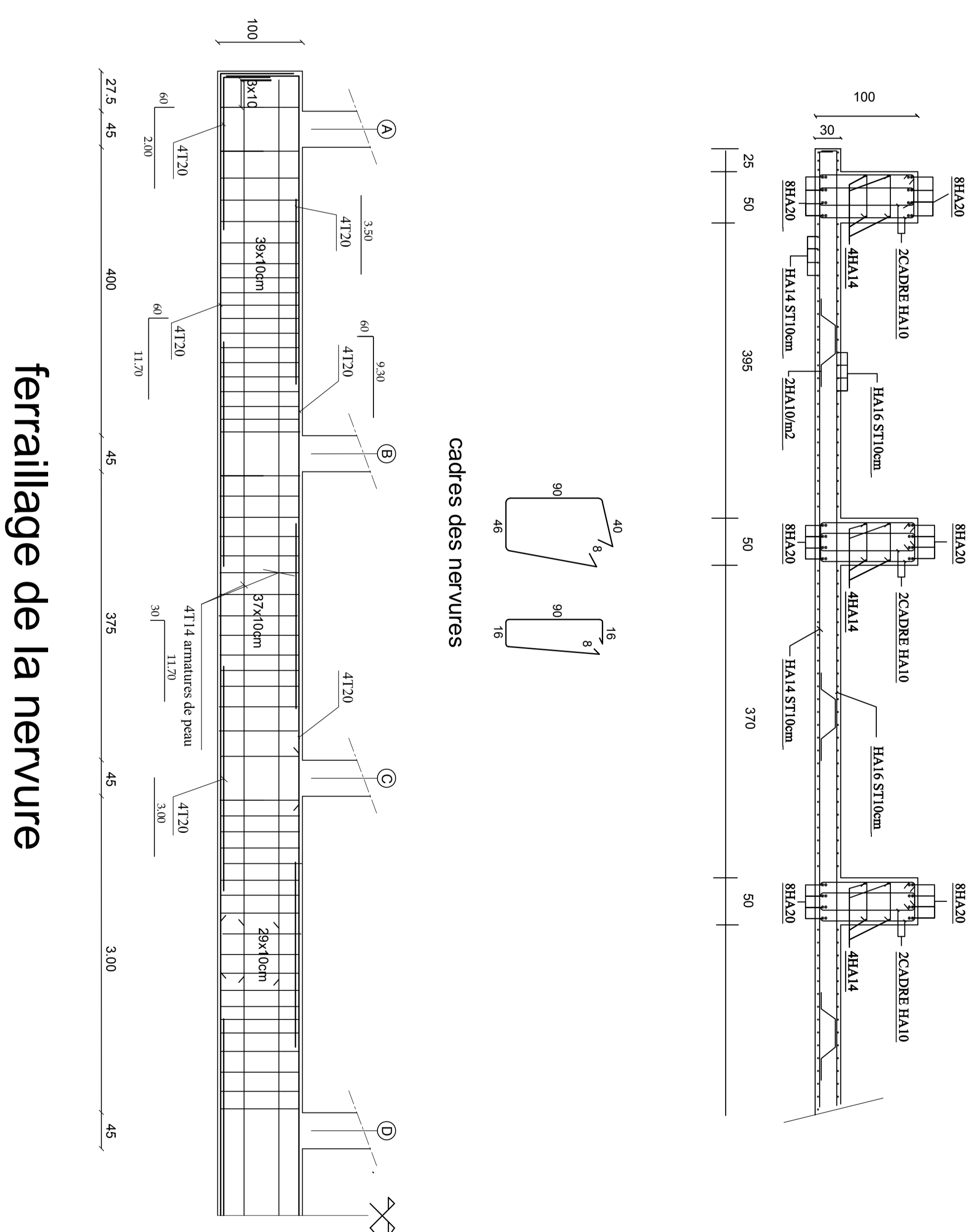
Ferrailage des poteaux



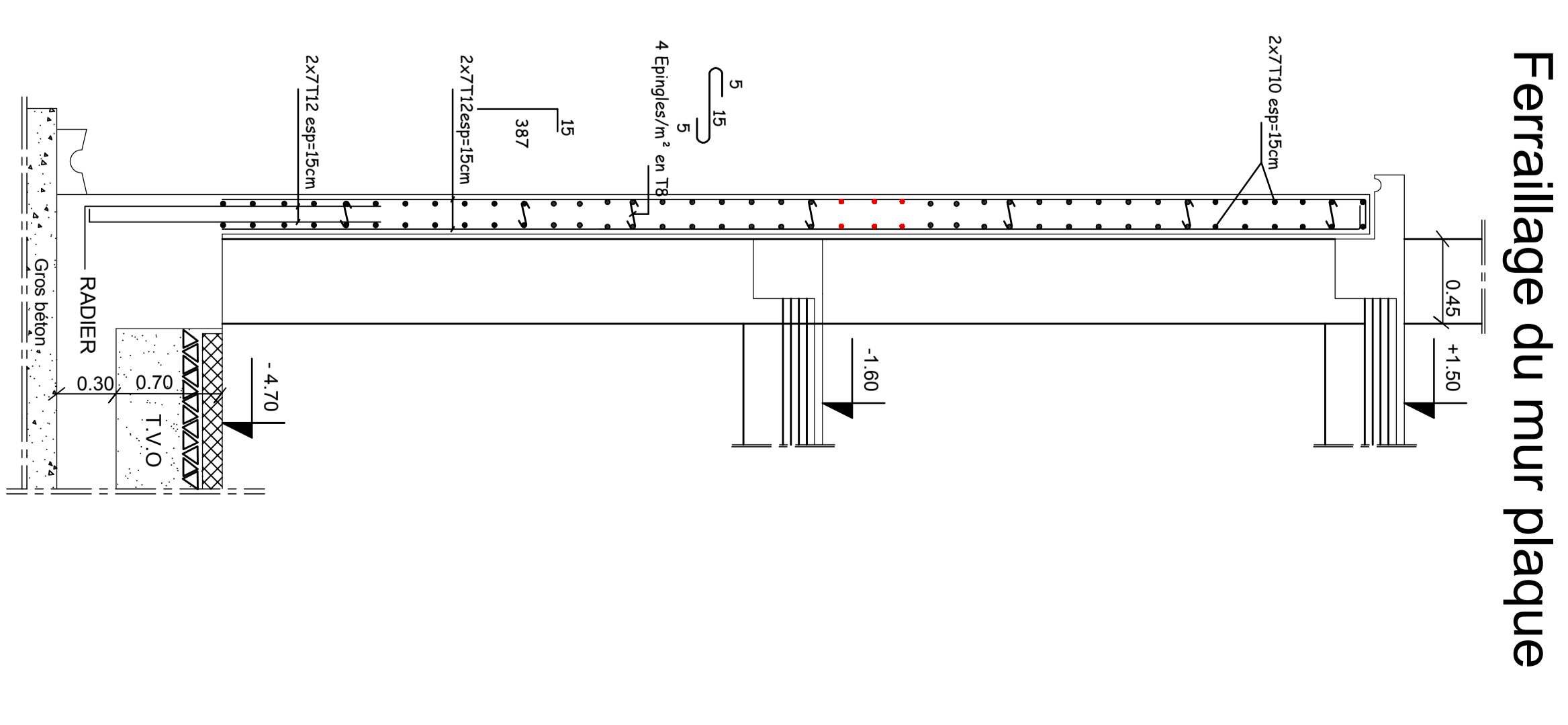
Ferrailage des poutres secondaires

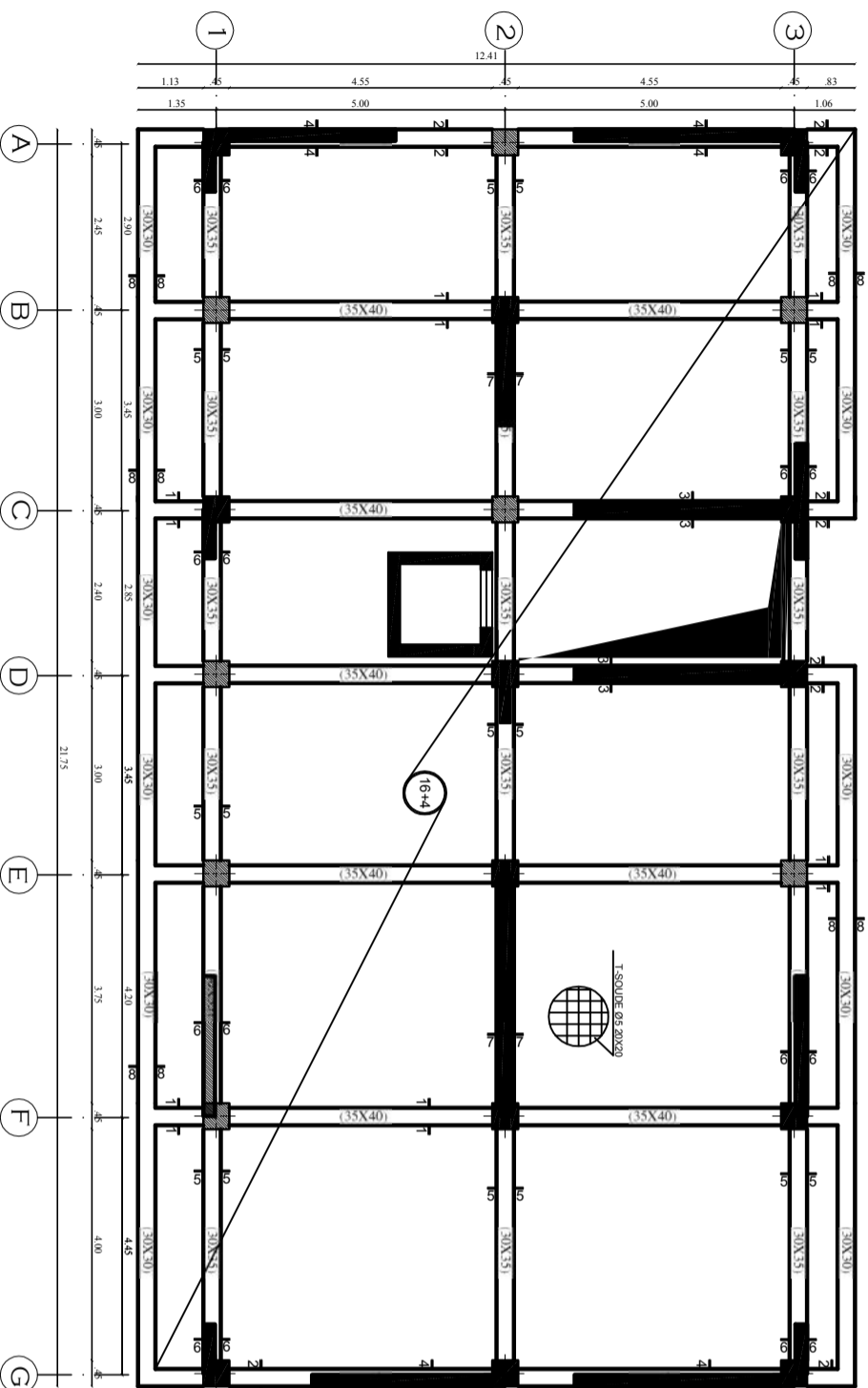


Ferrailage du radier



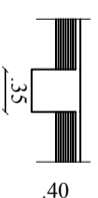
ferrailage de la nervure



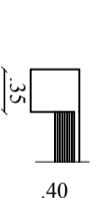


**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES COURANTS
ET TERRASSE**
ECH 1/50 :

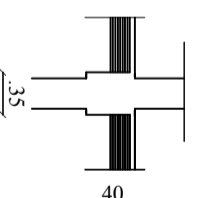
Coupe 1-1



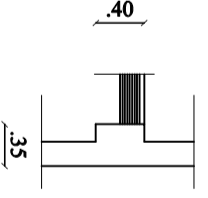
Coupe 2-2



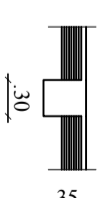
Coupe 3-3



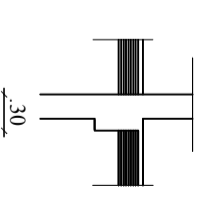
Coupe 4-4



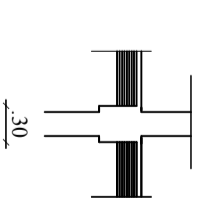
Coupe 5-5



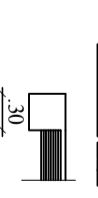
Coupe 6-6



Coupe 7-7



Coupe 8-8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mlle BELBIA Fatma

Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

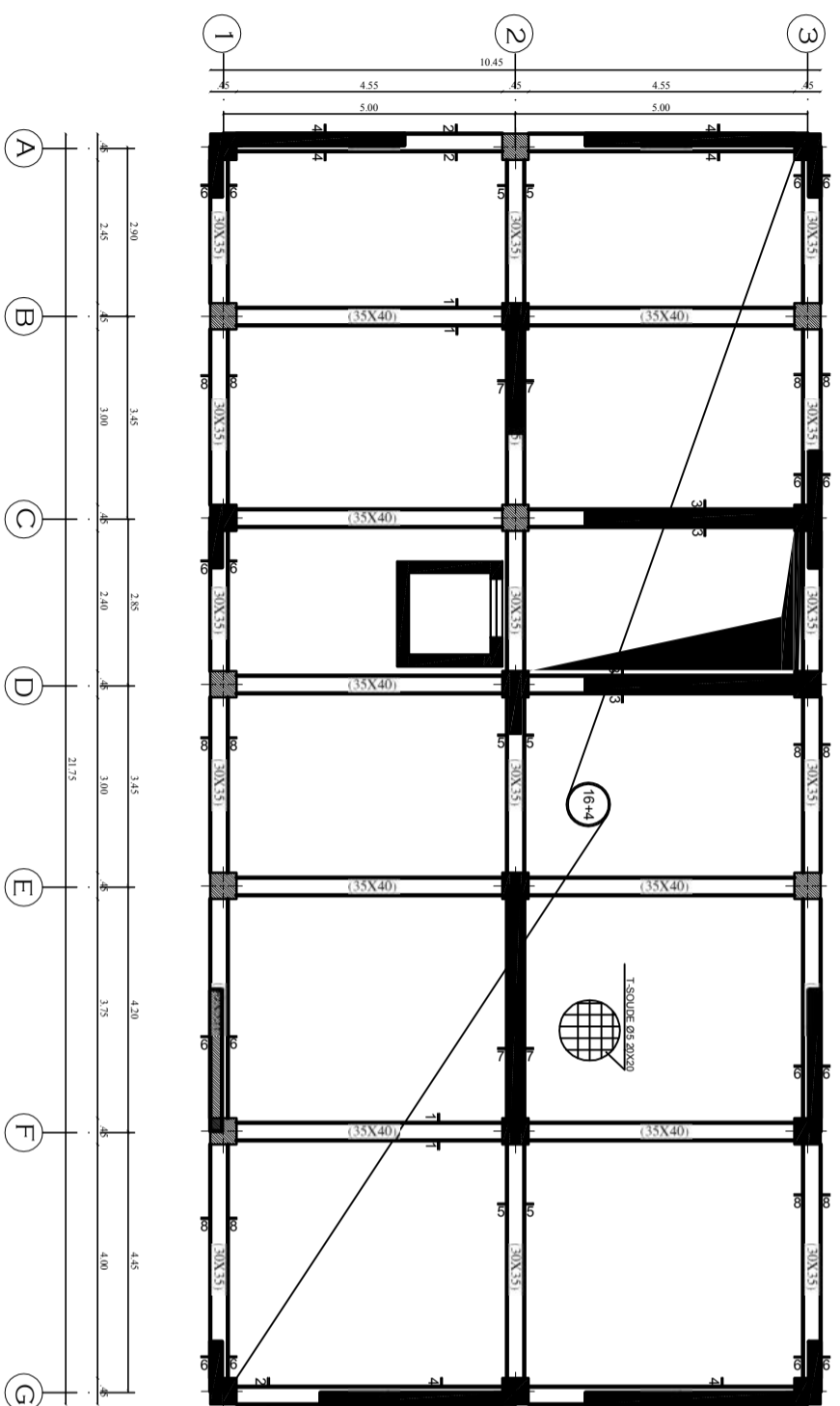
TITRE :

plan de coffrage des planchers etage courant
et terrasse

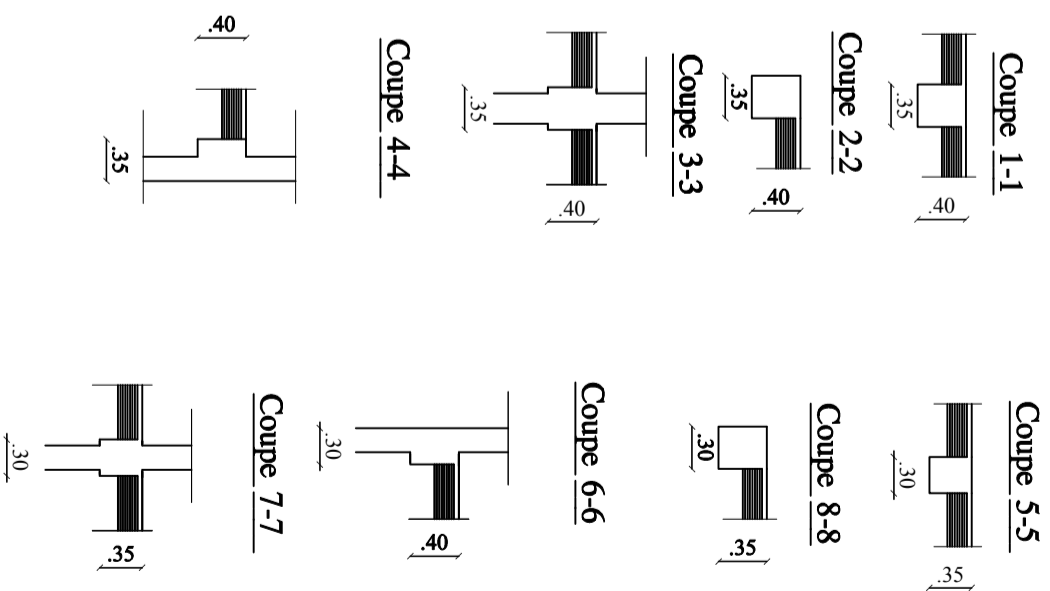
PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

ECHELLE:1/100 1/50

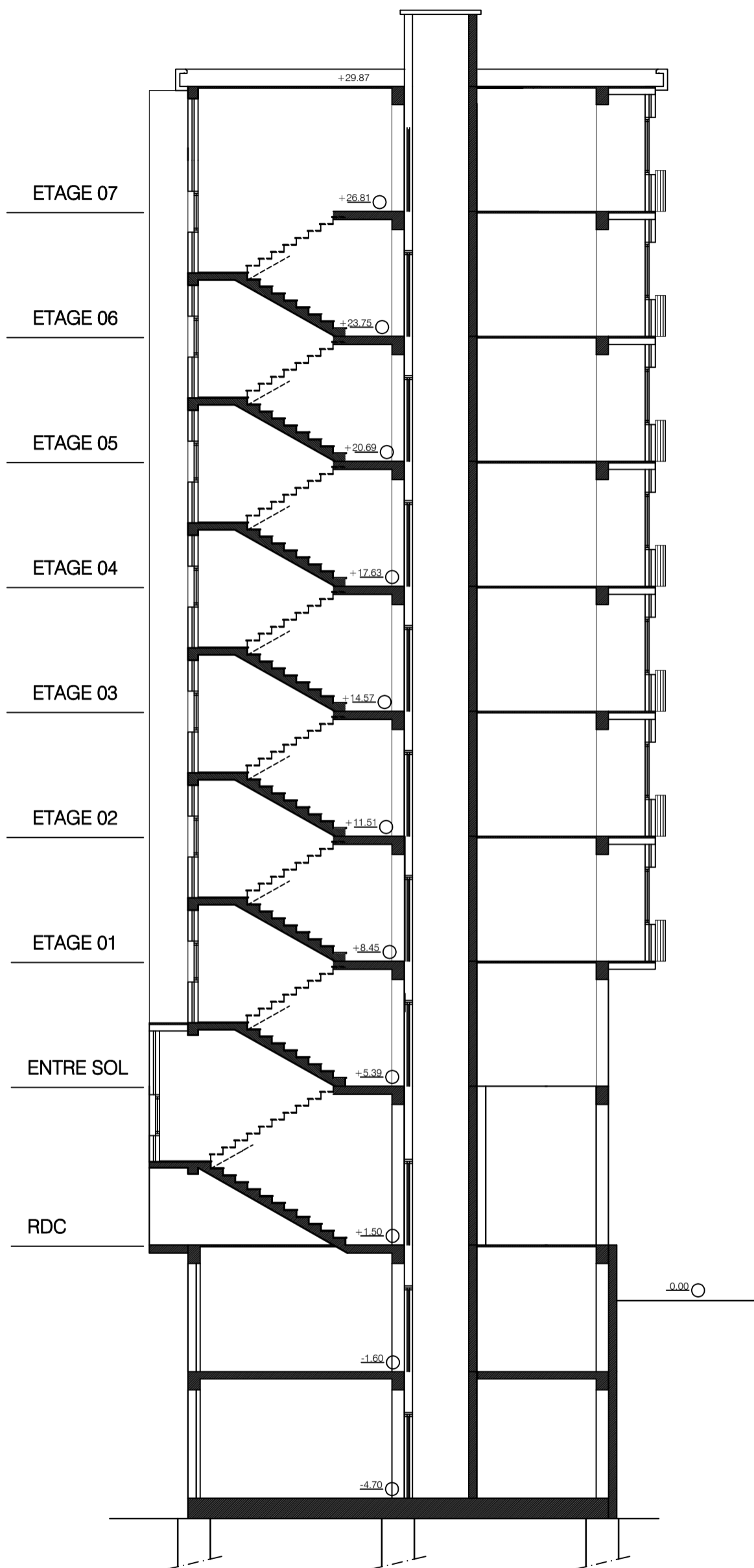


**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER SOUS SOL1, REZ DE
CHAUSSEE ET ETAGE DE SERVICES**
ECH 1/50 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

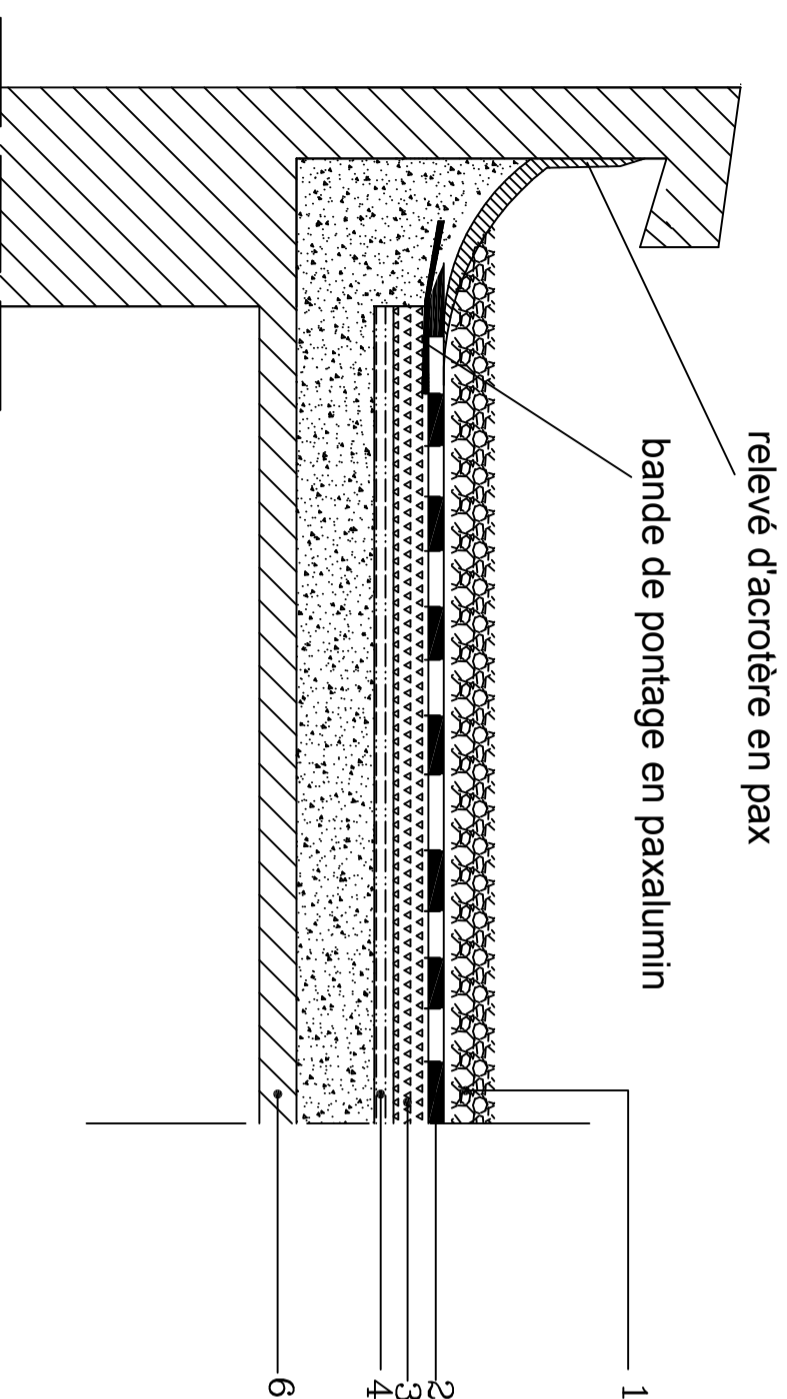
ETUDE PAR : Mlle BELBIA Fatma Mlle RAMI Kahina		TITRE : plan de coffrage des planchers sous-sol, rez de chaussée et étage de services	
DIRIGE PAR : Mme BOUBRIT		PLANCHE N°	ECHELLE:1/100 1/50
PROMOTION 2011/2012			



COUPE A-A

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Détail de l'étanchéité terrasse :



1-protection en gravier roulé 8/15;15/25 (5cm)

2-Etanchéité multi-couches

-couche EAC-1couche 36S -1couche EAC -
1feutre 36S -1couche EAC -1feutre 36S)

3-Isolation thermique (liège 4cm)

4-Pare-vapeur:
(1couche EIF - 1couche EAC -1couche 36S -
1couche EAC)

5-Dalle

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

TITRE :

Détail de l'étanchéité terrasse

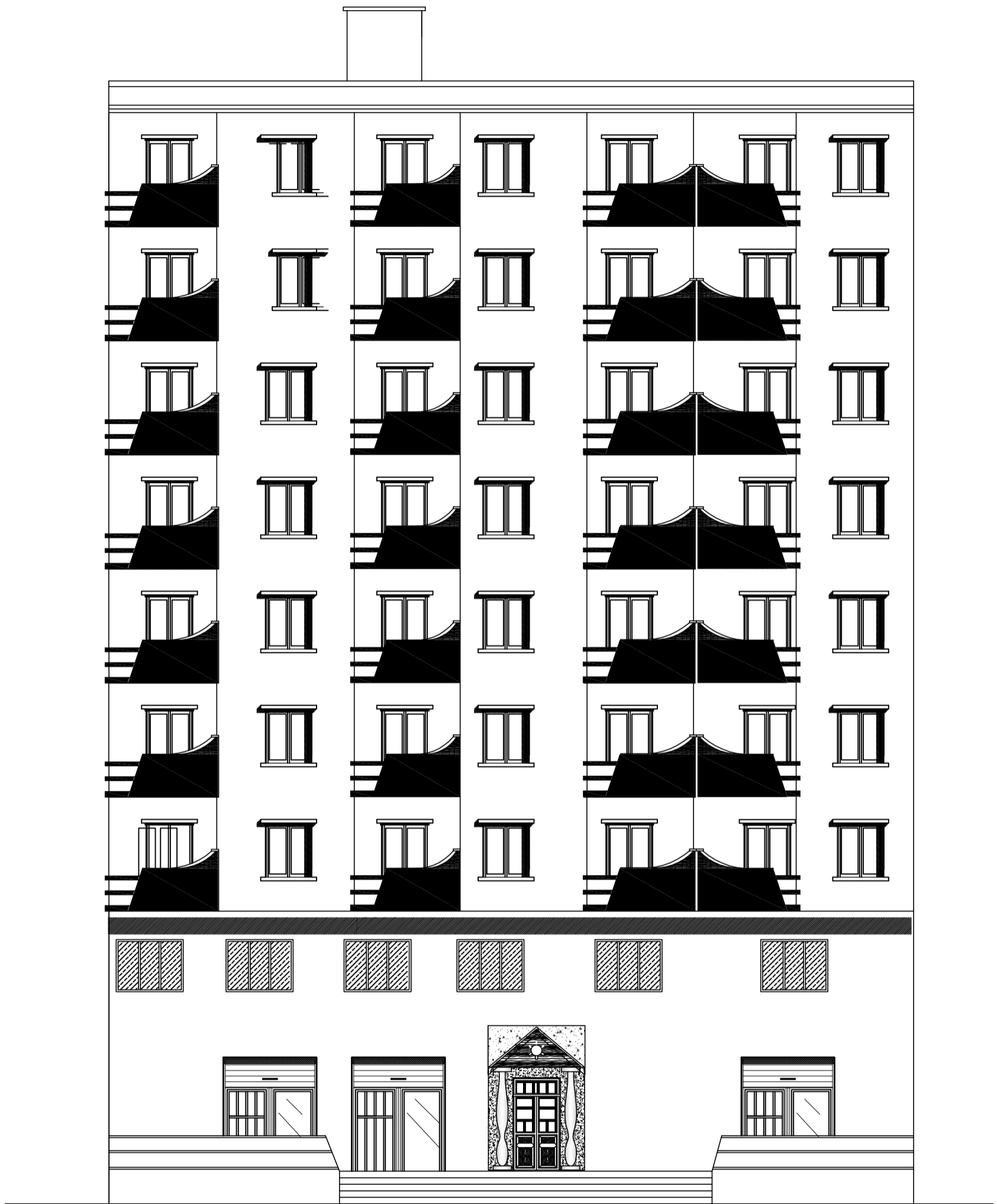
DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

PROMOTION 2011/2012

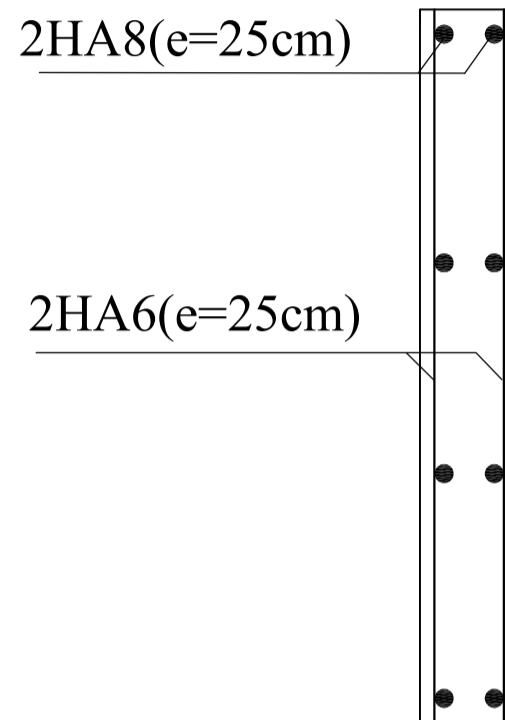
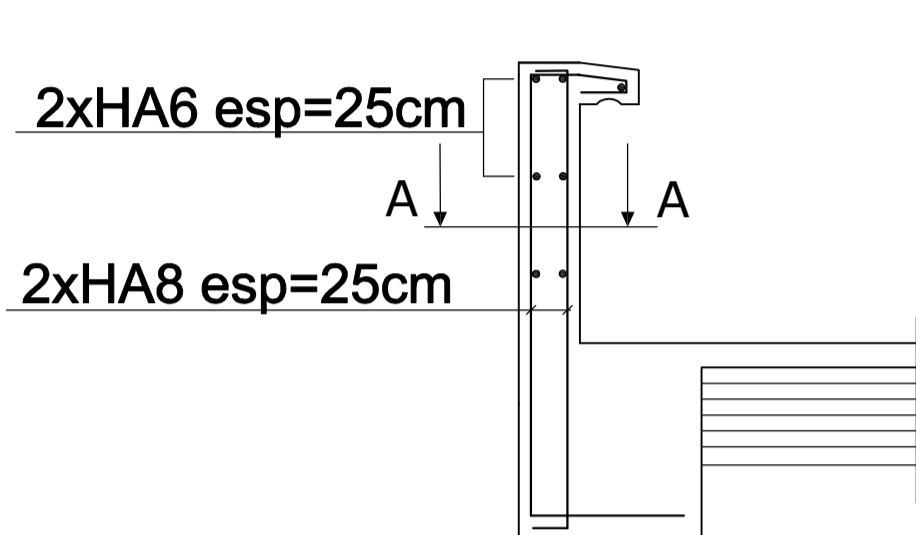
PLANCHE N°

ECHELLE



FACADE PRINCIPALE

Ferrailage de l'acrotère :



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mlle BELLEBIA Fatma
 Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :
 Mme BOUBRIT

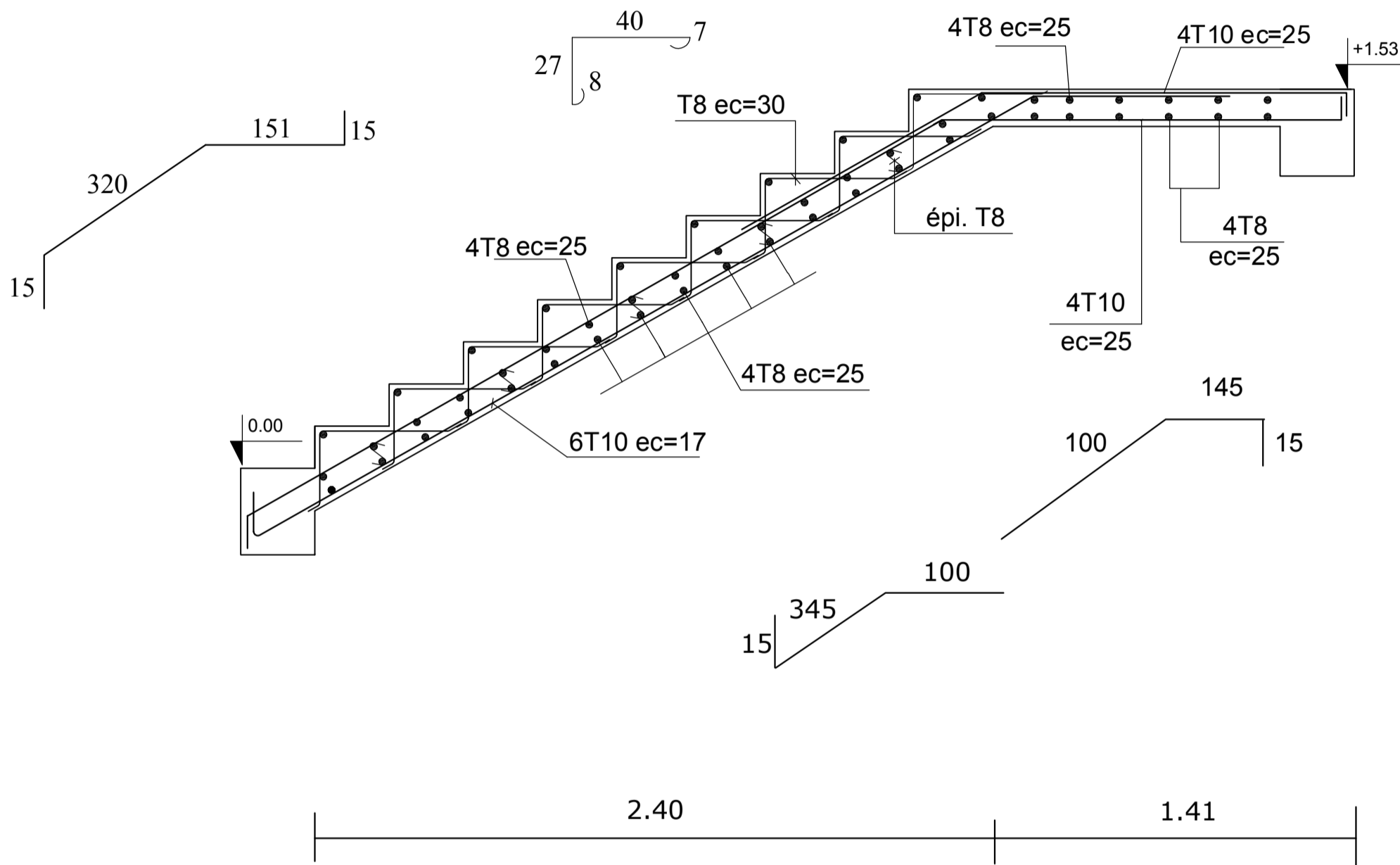
TITRE :

Ferrailage de l'acrotère

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

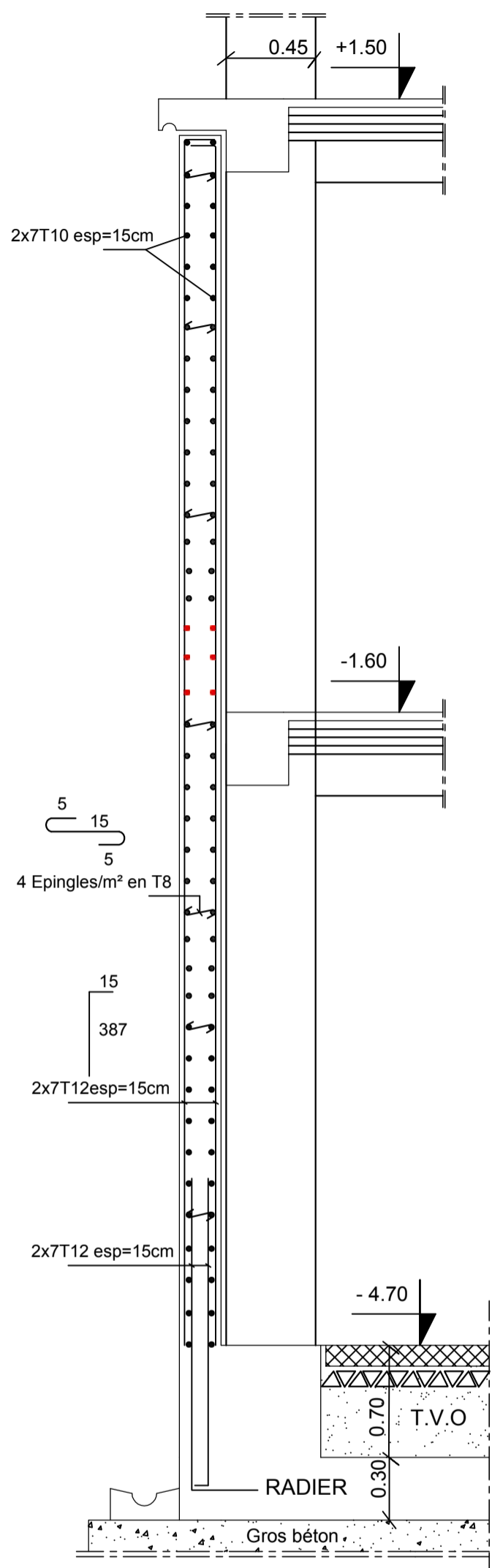
ETUDIE PAR :
 Mlle BELLEBIA Fatma
 Mlle RAMI Kahina
DIRIGE PAR :
 Mme BOUBRIT

TITRE :
 Ferrailage des l'escaliers

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

TITRE :

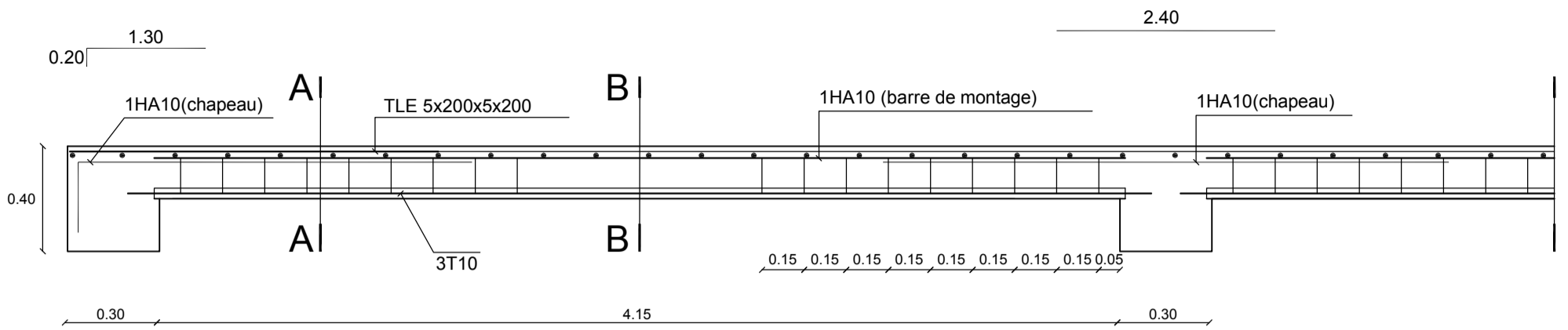
Ferrailage du mur plaque

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

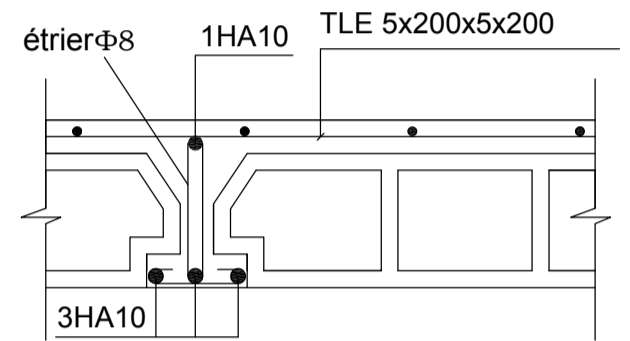
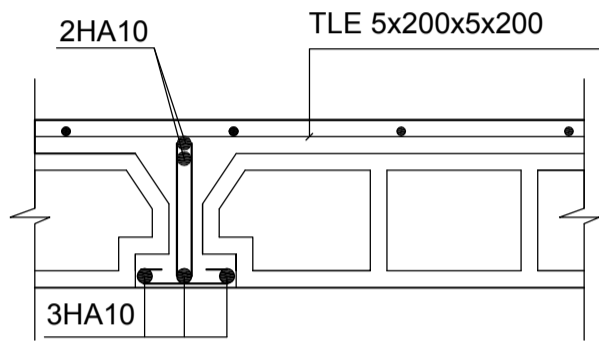
ECHELLE

FERRAILLAGE DU PLANCHER A USAGE COMMERCIAL et BUREAUX

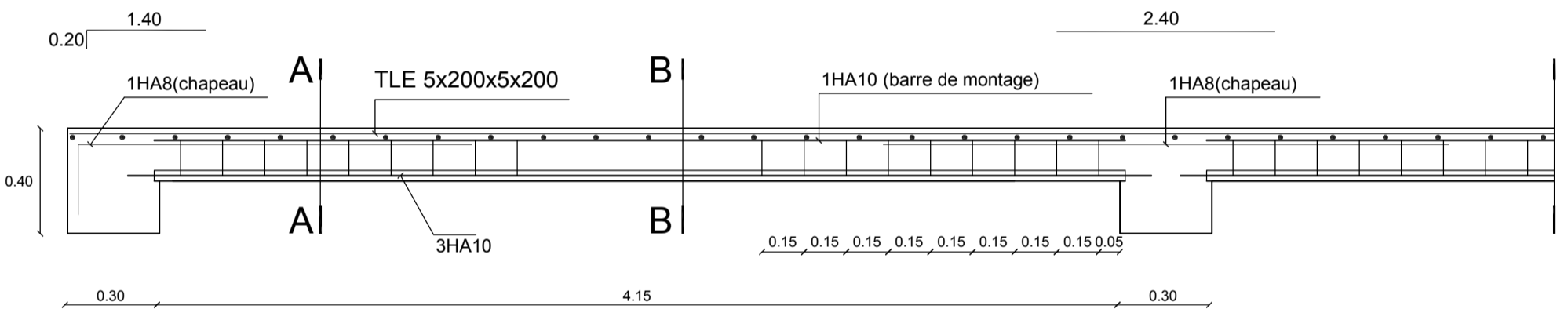


Coupe A-A

Coupe B-B

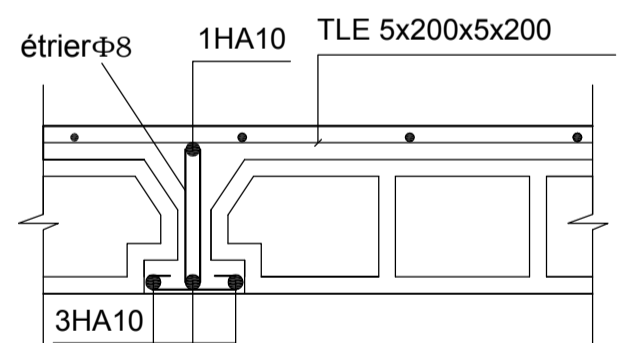
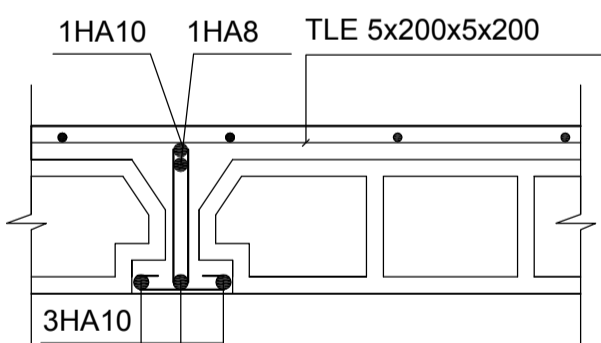


FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE COURANT ET TERRASSE



Coupe A-A

Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

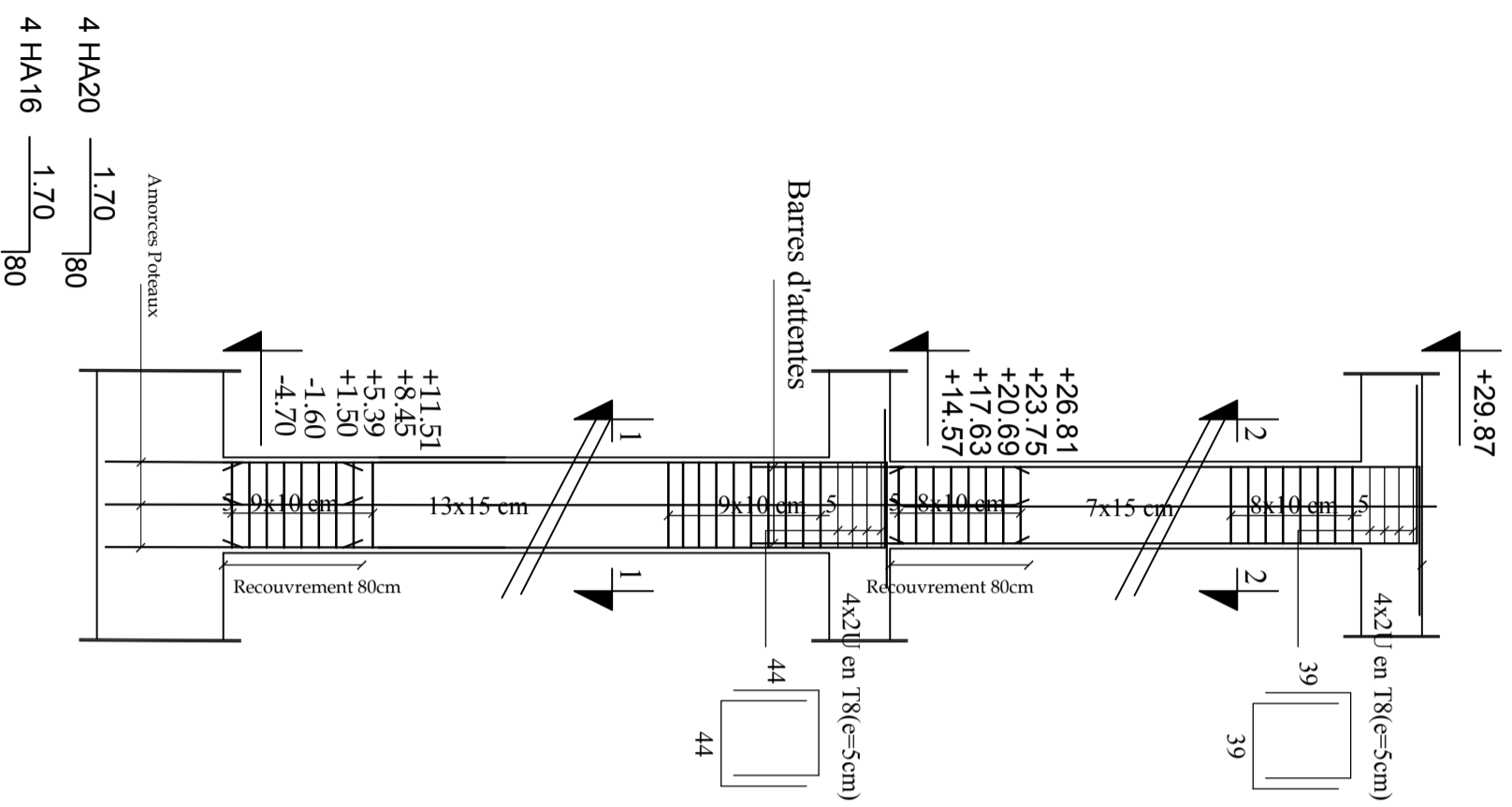
TITRE :

Ferrailage des planchers

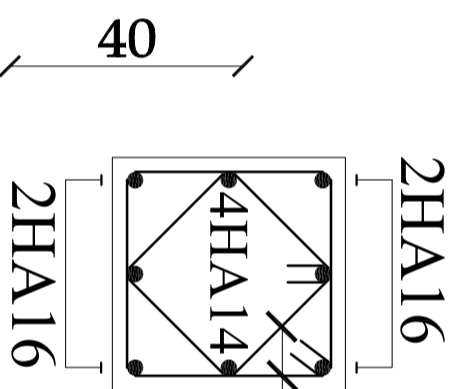
PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

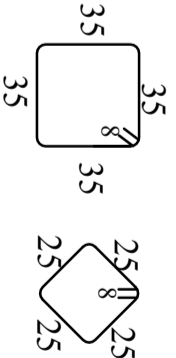
ECHELLE



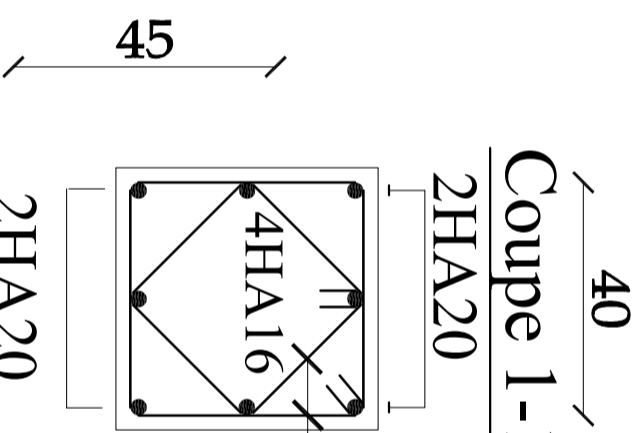
Coupe 2-2



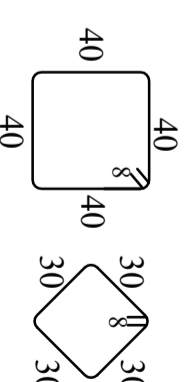
2 cadres en HA8



Coupe 1-1

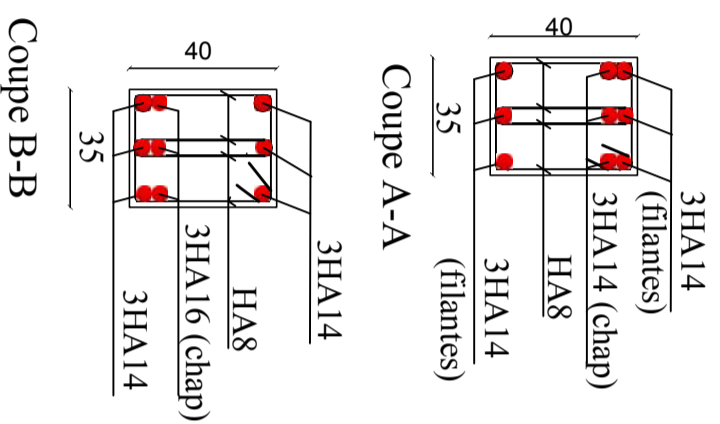
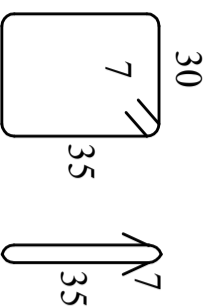
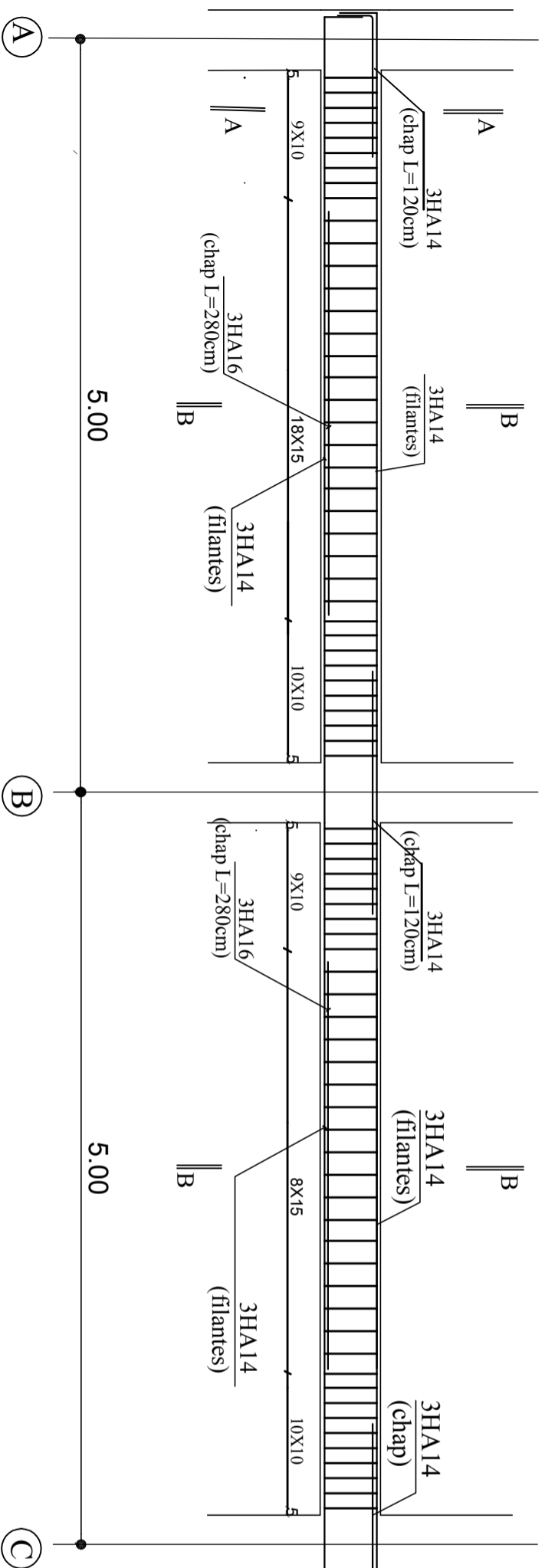


2 cadres en HA8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<p>ETUDIE PAR : Mlle BELLEBIA Fatma Mlle RAMI Kahina</p>	<p>TITRE : Ferrailage des poteaux</p>
<p>DIRIGE PAR : Mme BOUBRIT</p>	
<p>PROMOTION 2011/2012</p>	<p>PLANCHE N°</p>
	<p>ECHELLE</p>



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Mlle BELLEBIA Fatma
 Mlle RAMLI Kahina

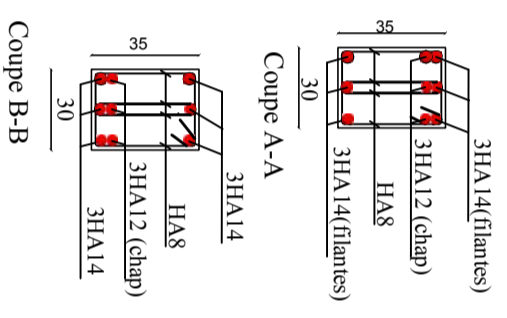
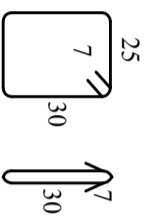
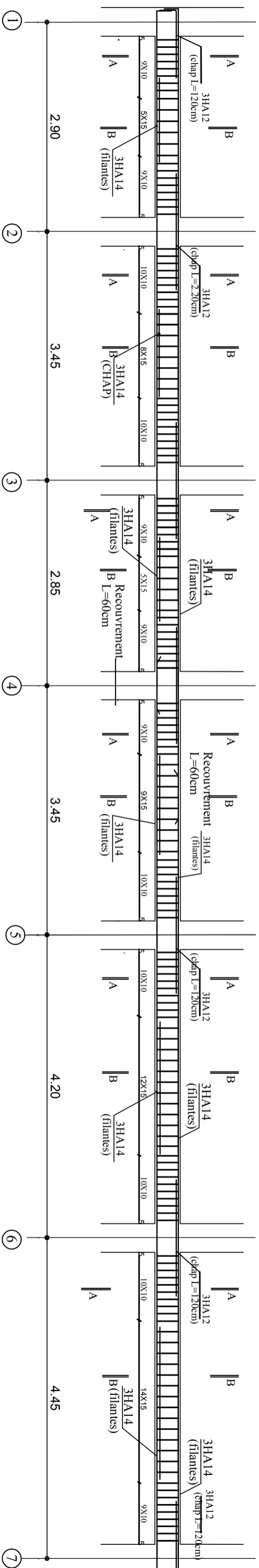
DIRIGE PAR :
 Mme BOUBRIT

TITRE :
 Ferrailage des poutres principales
 du Niv1 au NIV13

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

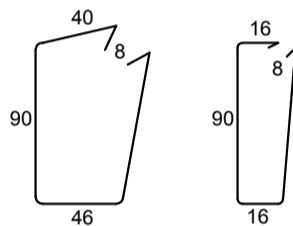
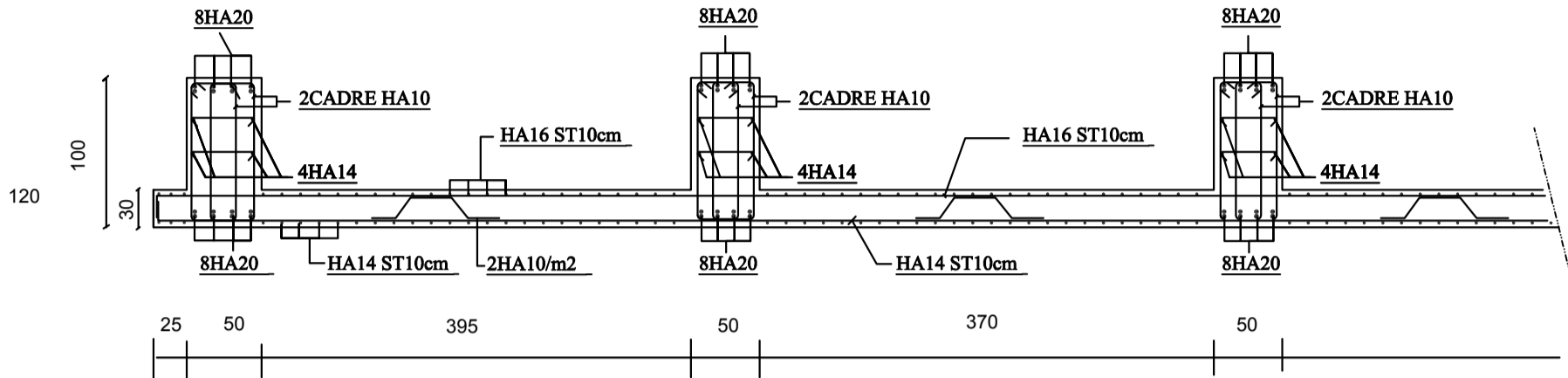
ECHELLE:1/100 1/50



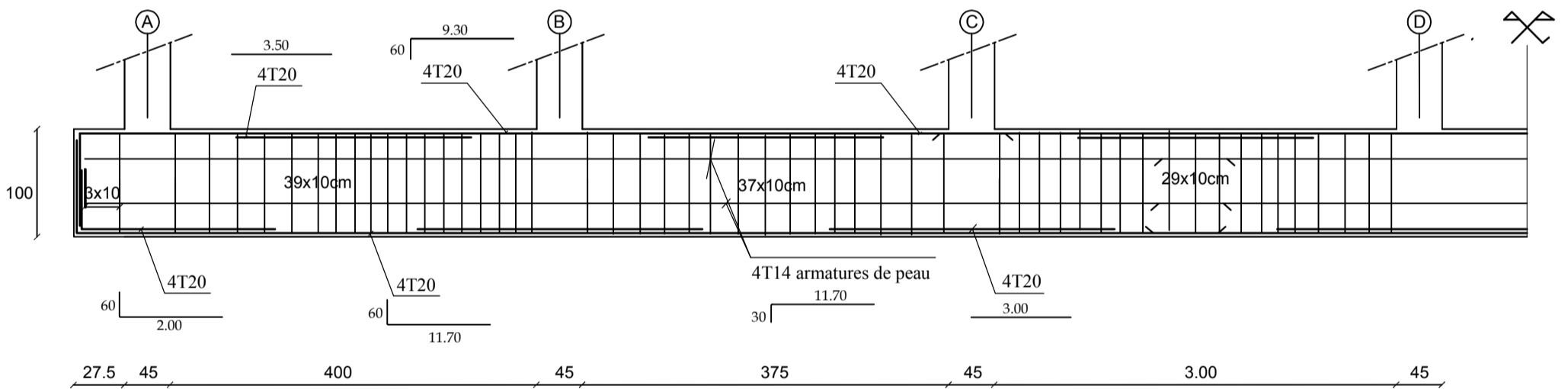
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mlle BELLEBIA Fatma Mlle RAMI Kahina		TITRE : Ferrailage des poutres secondaires	
DIRIGE PAR : Mme BOUBRIT			
PROMOTION 2011/2012	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/100 1/50	

Ferrailage du radier



cadres des nervures



ferrailage de la nervure

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

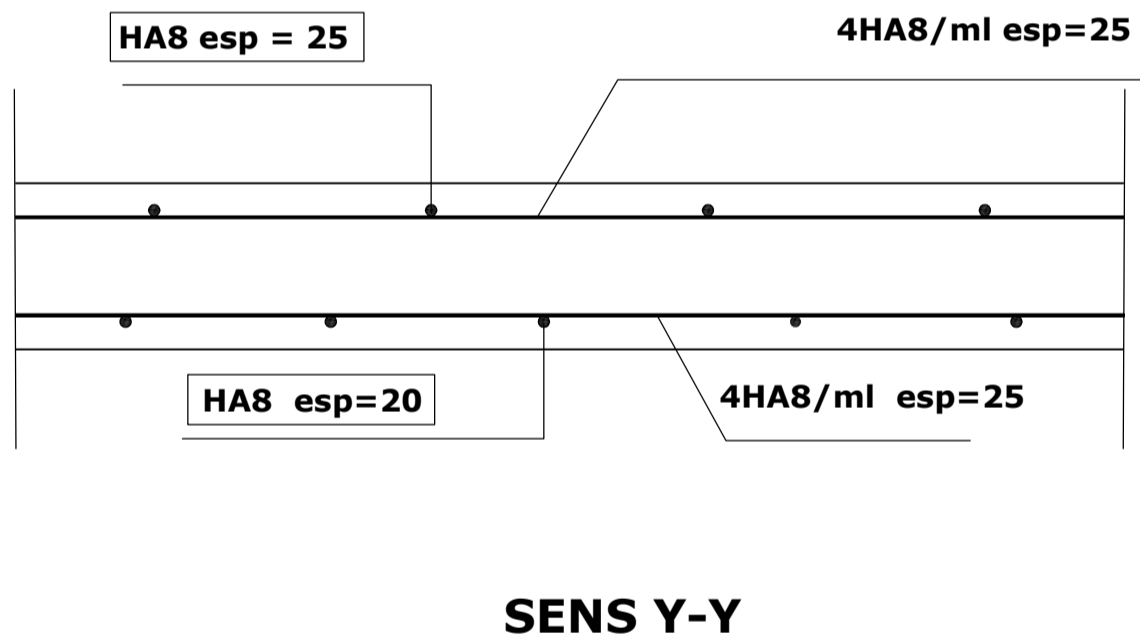
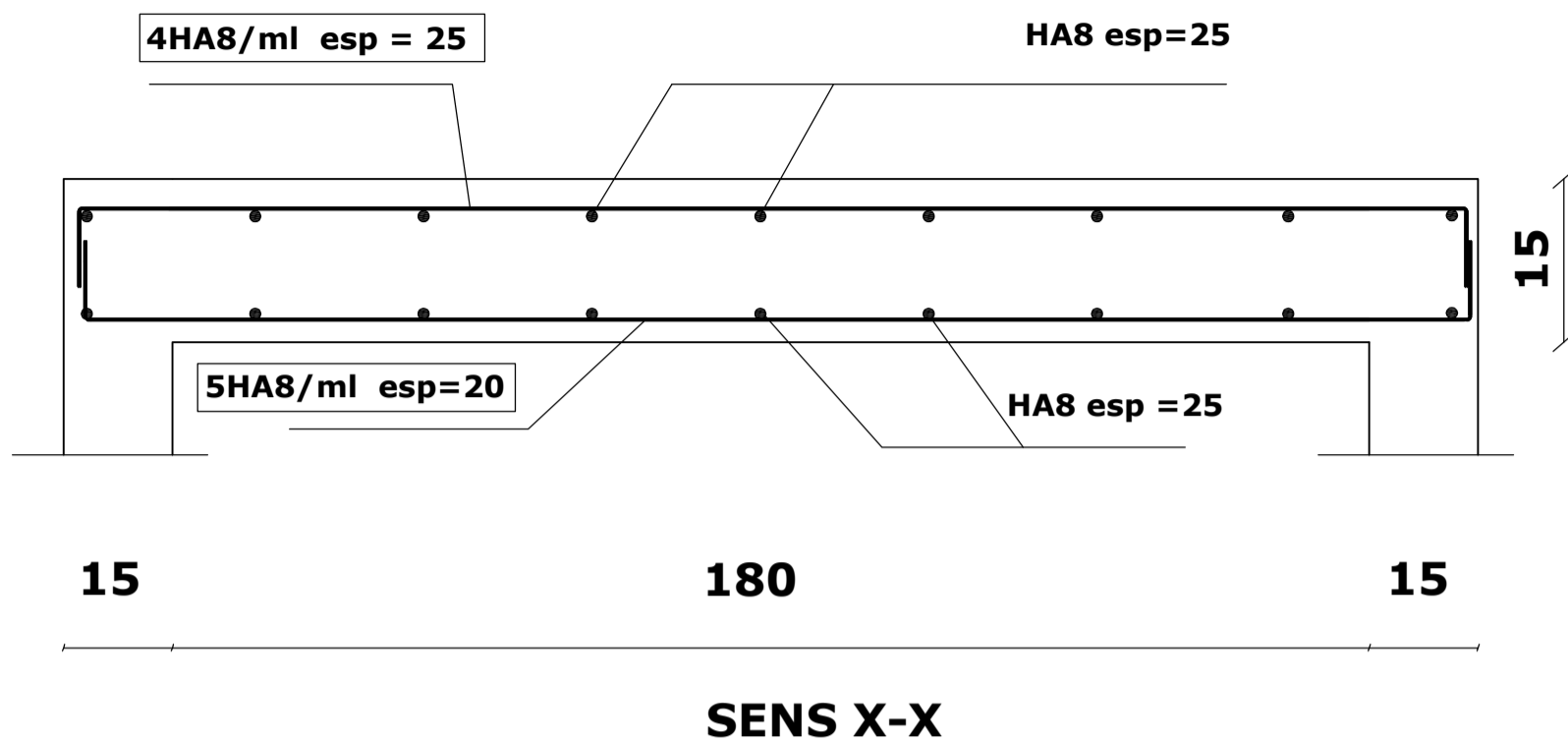
TITRE :

Ferrailage du radier generale

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

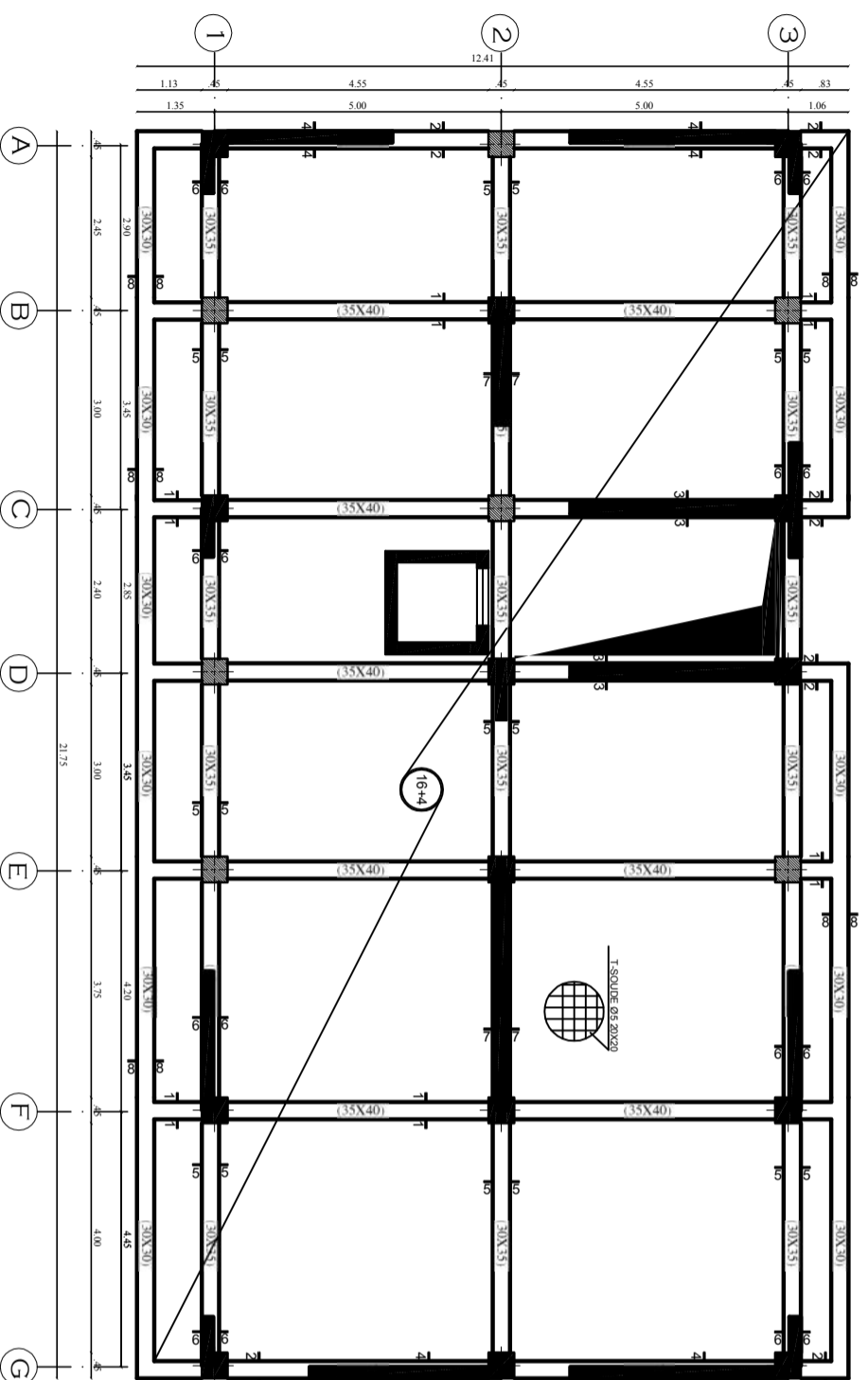
TITRE :

Ferrailage de la dalle salle machine

PROMOTION 2011/2012

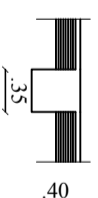
PLANCHE N°

ECHELLE

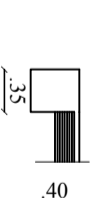


**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES COURANTS
ET TERRASSE**
ECH 1/50 :

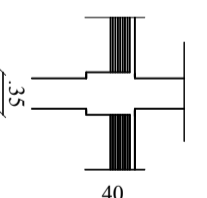
Coupe 1-1



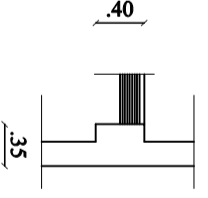
Coupe 2-2



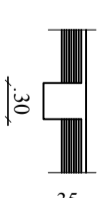
Coupe 3-3



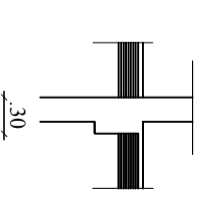
Coupe 4-4



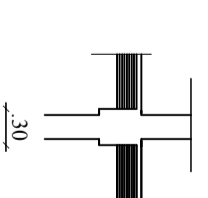
Coupe 5-5



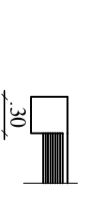
Coupe 6-6



Coupe 7-7



Coupe 8-8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mlle BELBIA Fatma

Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

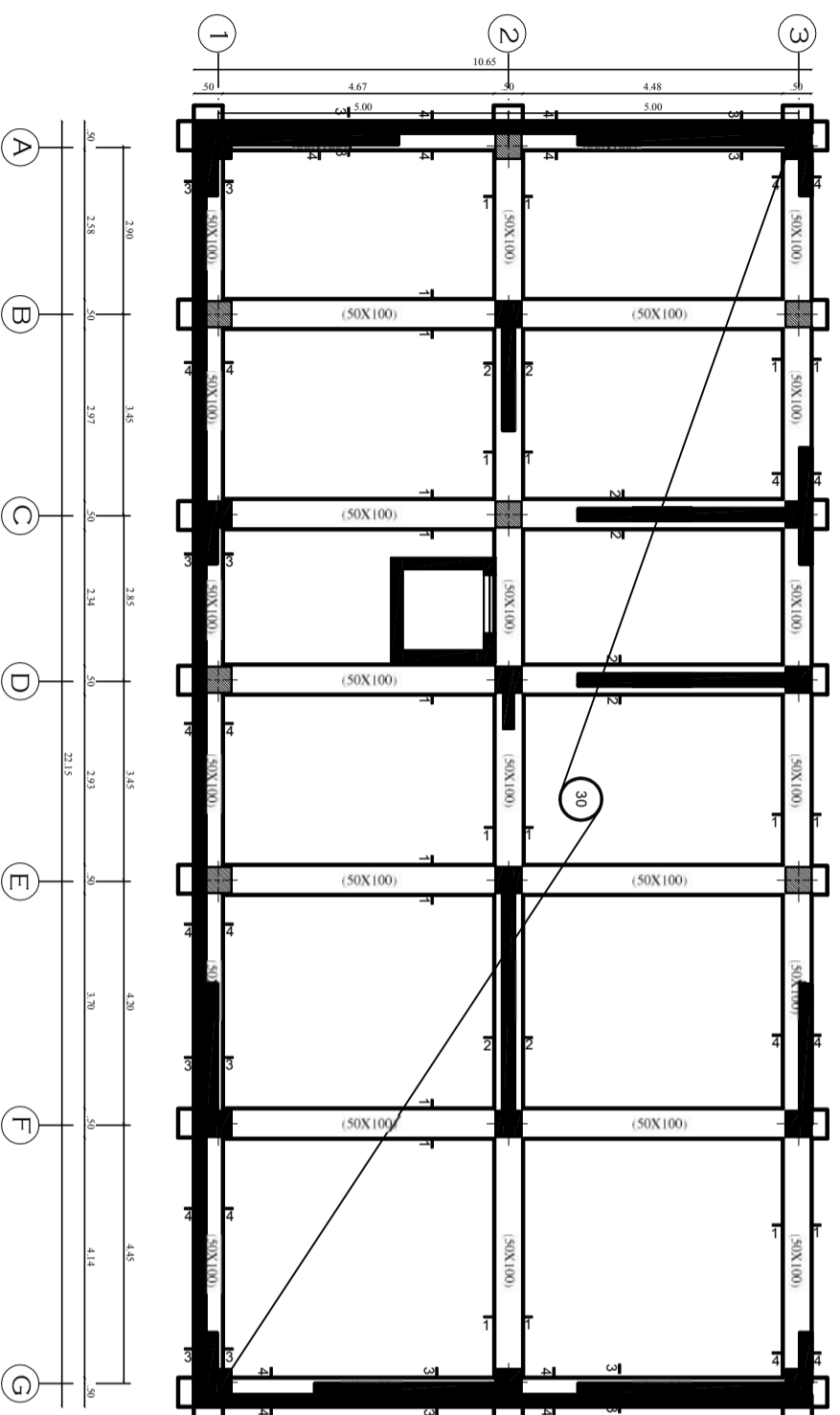
TITRE :

plan de coffrage des planchers etage courant
et terrasse

PROMOTION 2011/2012

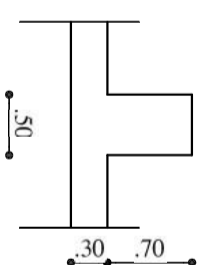
PLANCHE N°

ECHELLE:1/100 1/50

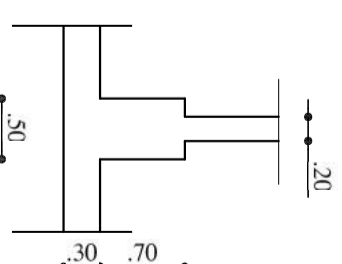


PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERALE
 ECH 1/50 :

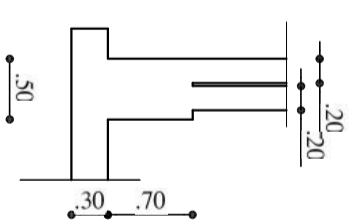
Coupe 1-1



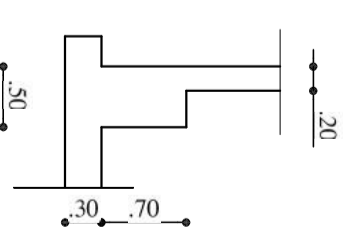
Coupe 2-2



Coupe 3-3

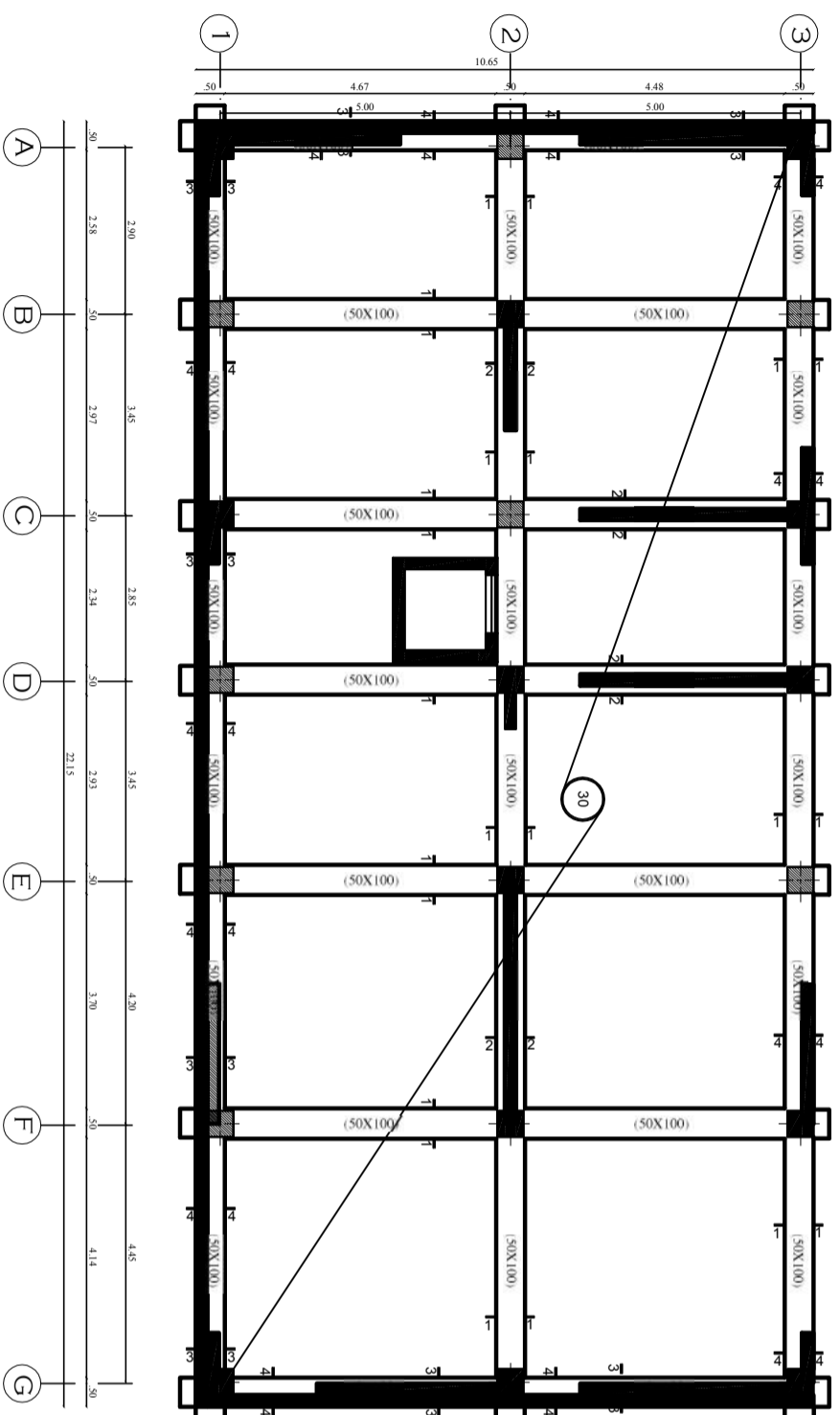


Coupe 4-4



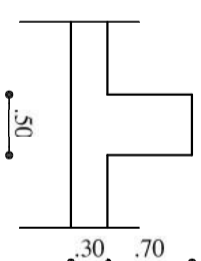
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :		TITRE :	
Mlle BELBIA Fatma Mlle RAMI Kahina		plan de coffrage du radier generale	
DIRIGE PAR :			
Mme BOUBRIT			
PROMOTION 2011/2012	PLANCHE N°	ECHELLE:1/100 1/50	

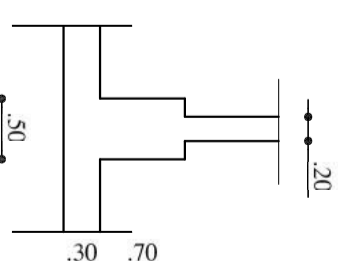


PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERALE
 ECH 1/50 :

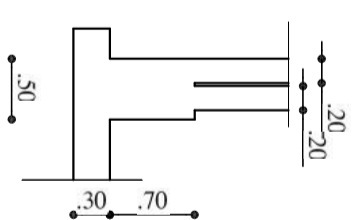
Coupe 1-1



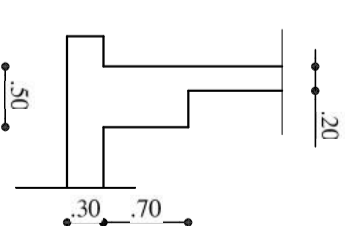
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mlle BELBIA Fatma

Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

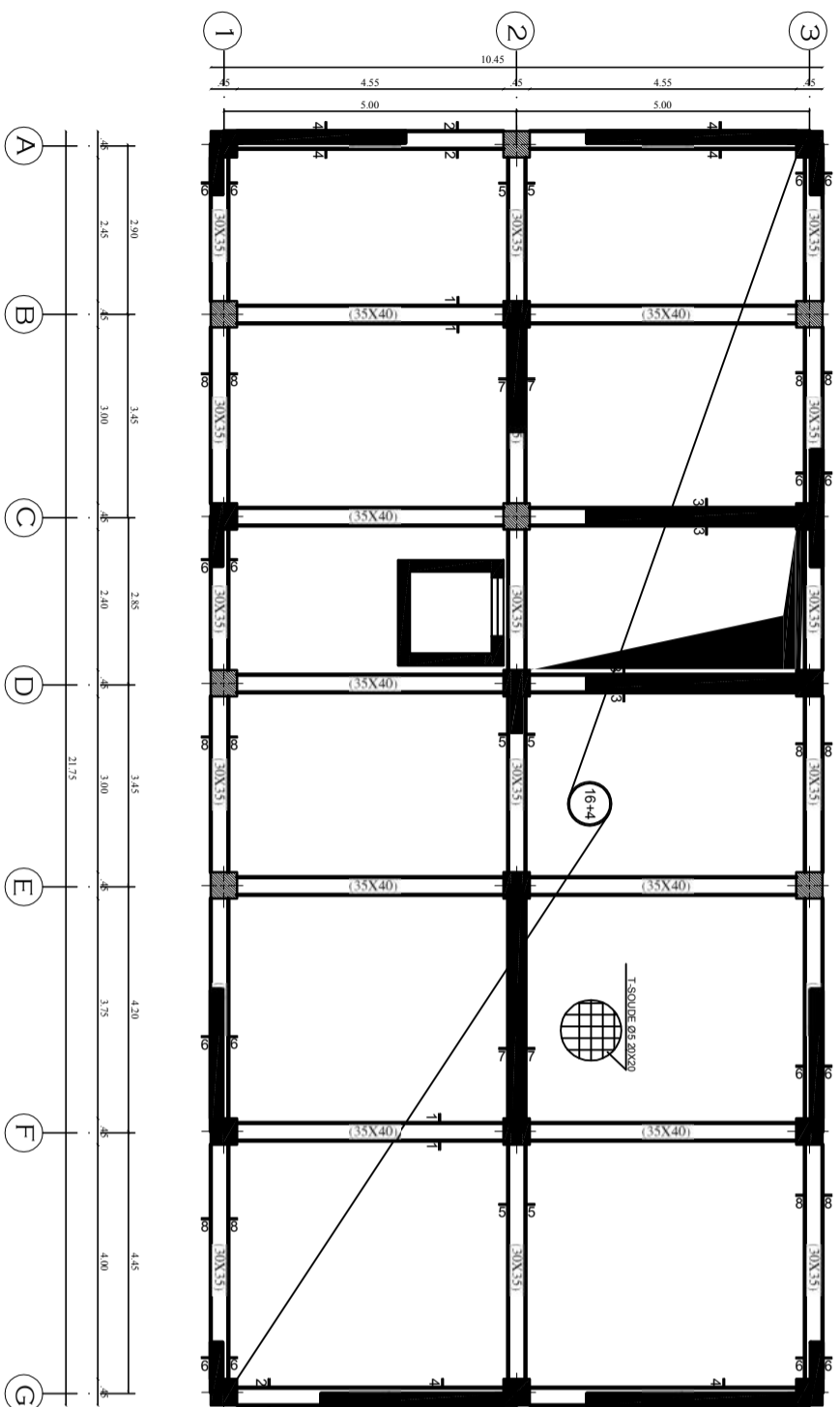
TITRE :

plan de coffrage du radier generale

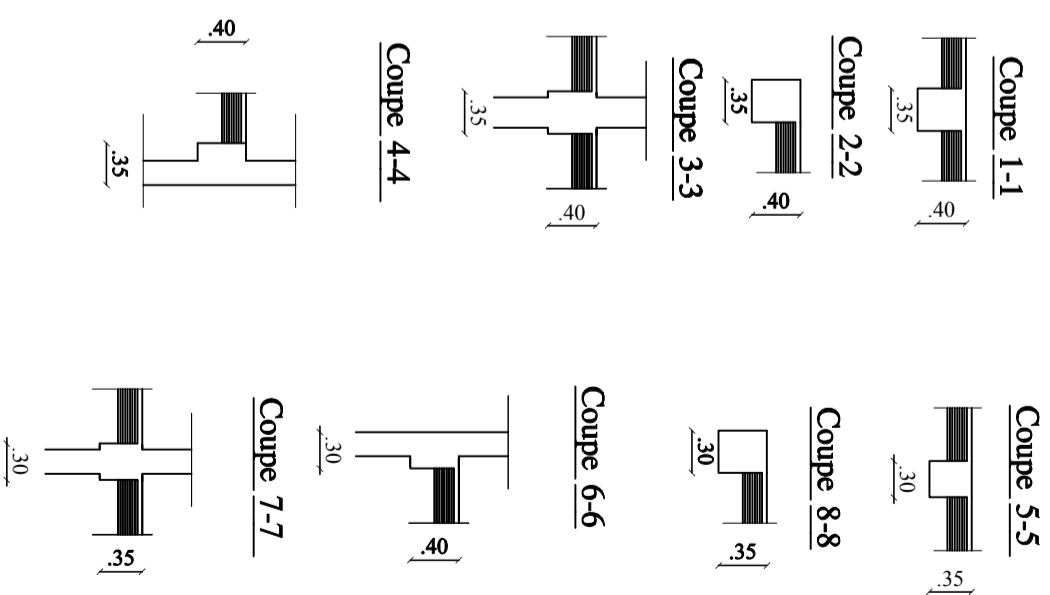
PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

ECHELLE:1/100 1/50



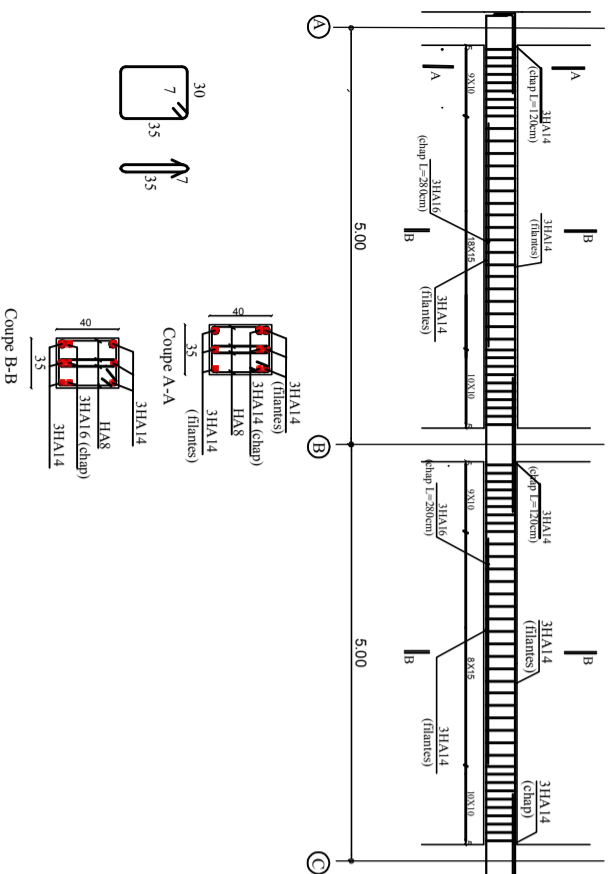
**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER SOUS SOL1, REZ DE
CHAUSSEE ET ETAGE DE SERVICES**
ECH 1/50 :



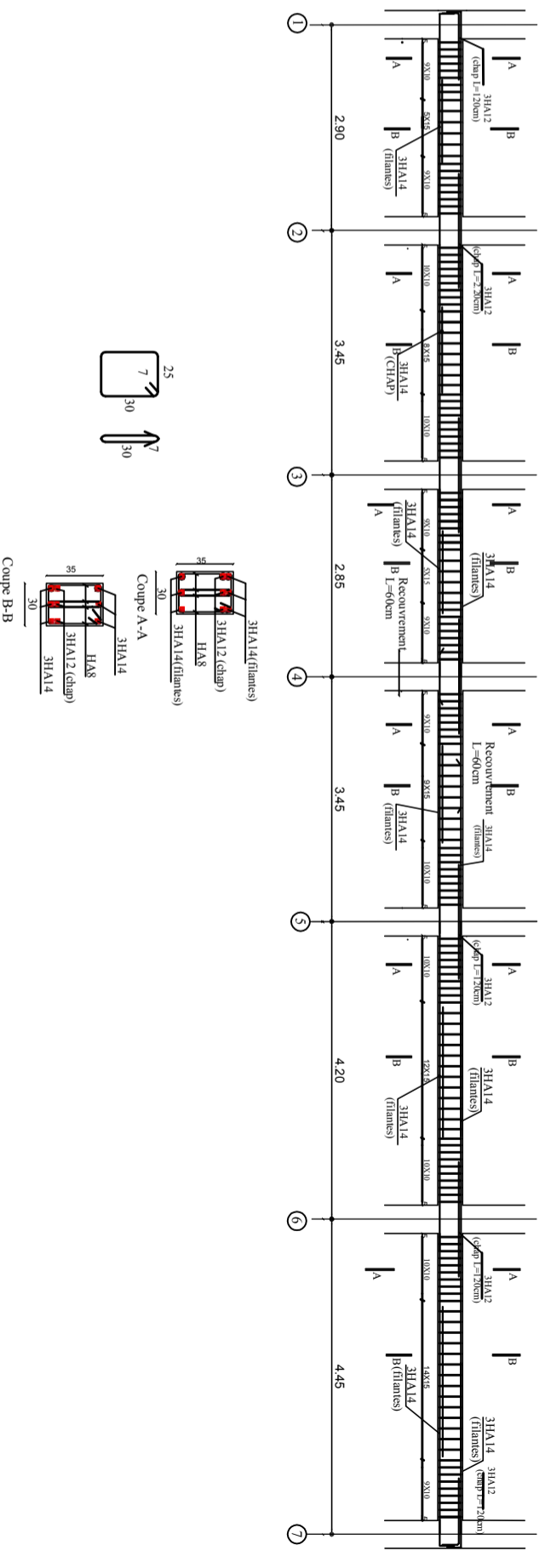
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mlle BELBIA Fatma Mlle RAMI Kahina		TITRE : plan de coffrage des planchers sous-sol, rez de chaussée et étage de services	
DIRIGE PAR : Mme BOUBRIT		PLANCHE N°	ECHELLE:1/100 1/50
PROMOTION 2011/2012			

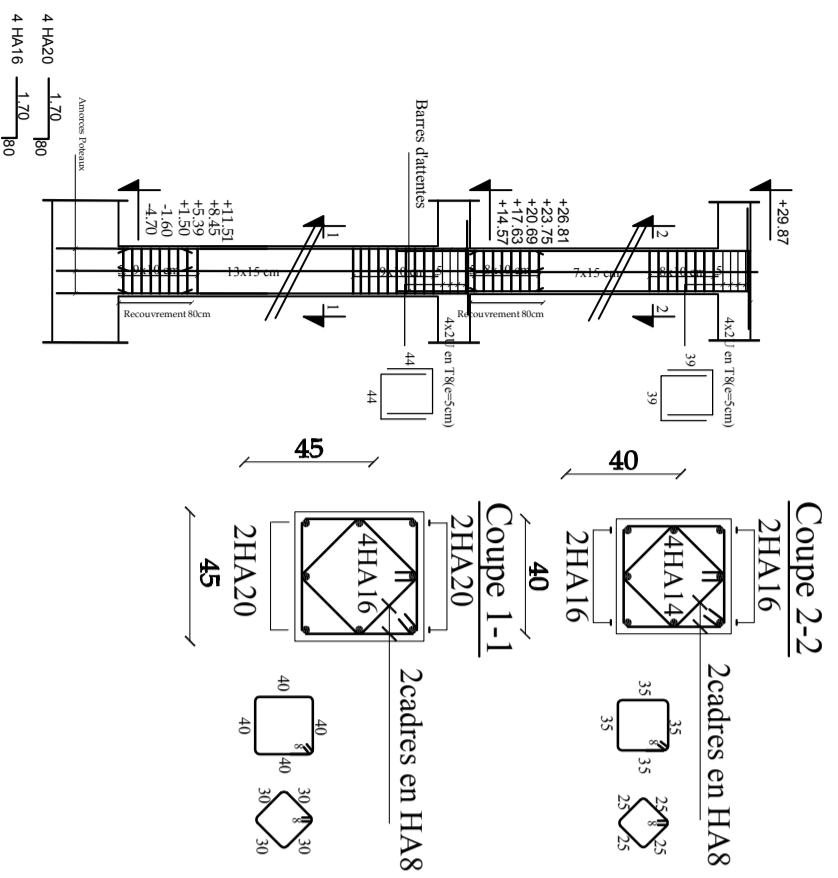
Ferrailage des poutres principales du Niv1 au NIV13



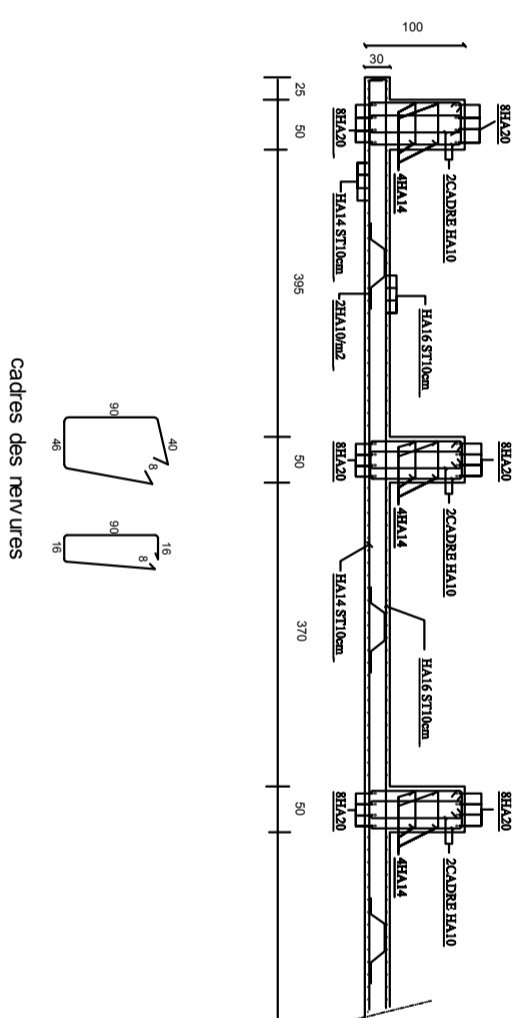
Ferrailage des poutres secondaires



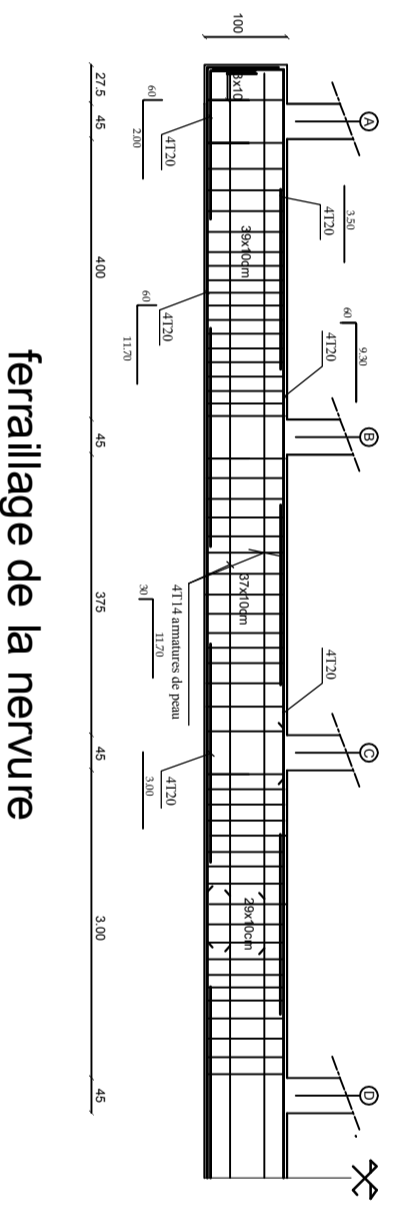
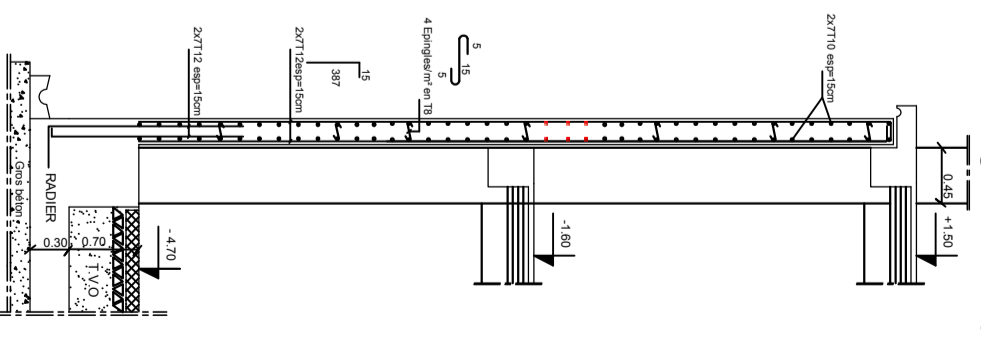
Ferrailage des poteaux



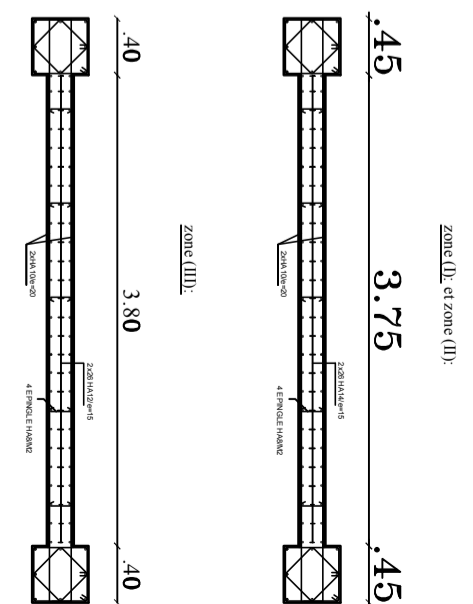
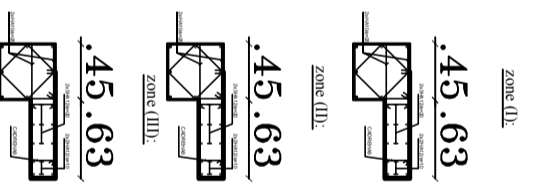
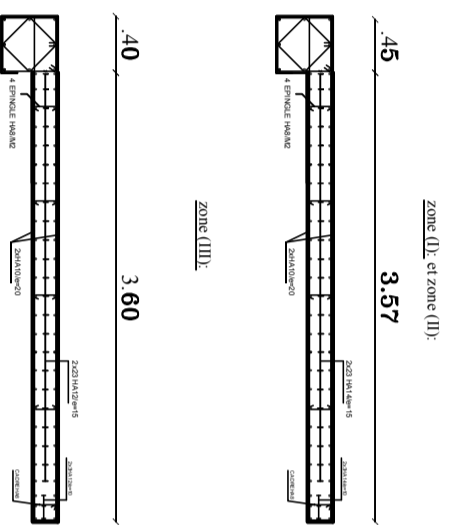
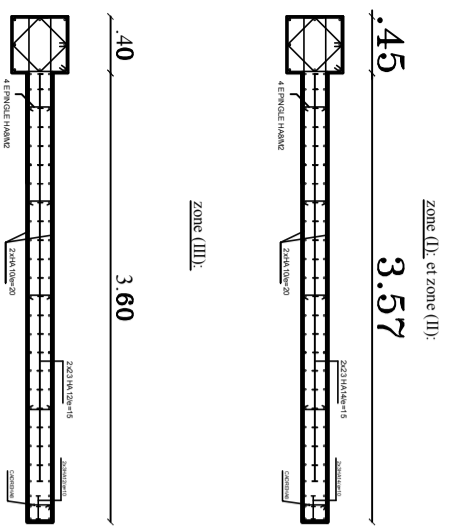
Ferrailage du radier



Ferrailage du mur plaque

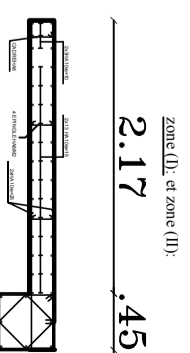
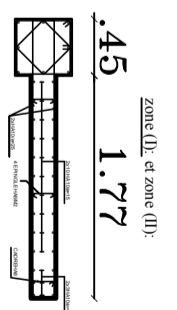
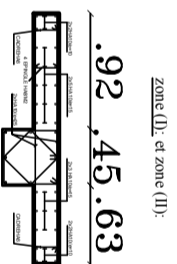
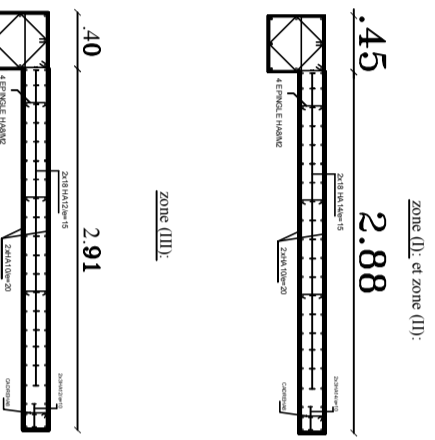
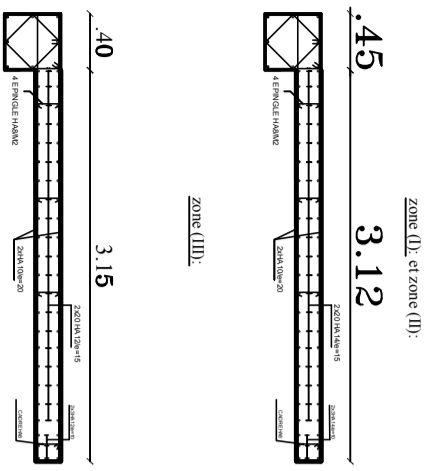
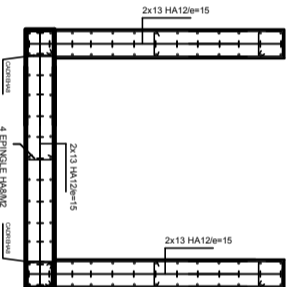


ferrailage de la nervure



Ferrailage des Voies Transversales: VT1,VT2,VT3etVT4

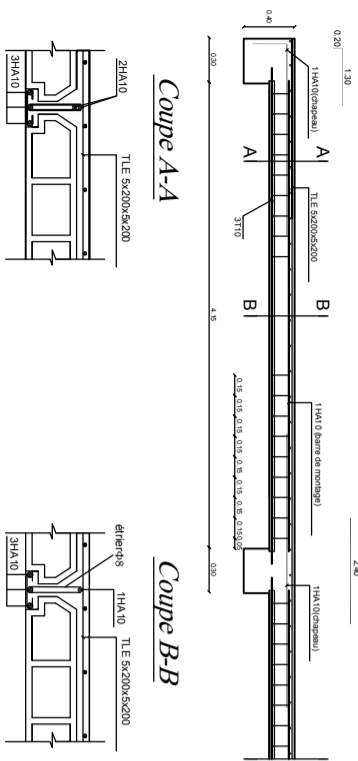
Ferrailage des voies de l'ascenseur



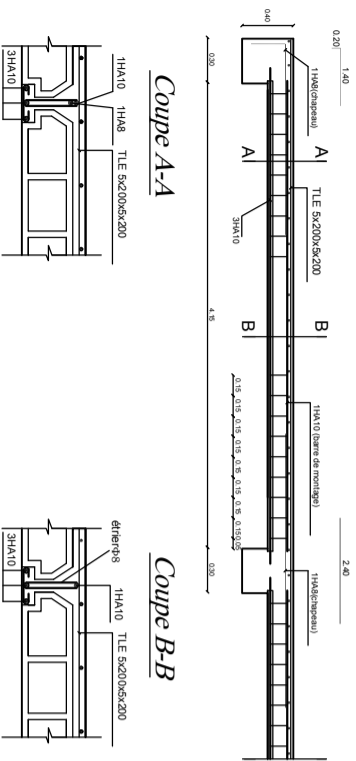
Ferrailage des Voies longitudinales: VL1, VL7, VL8, VL9, VL10, VL11etVL12

Ferrailage des Voies Transversales: VT5etVT6

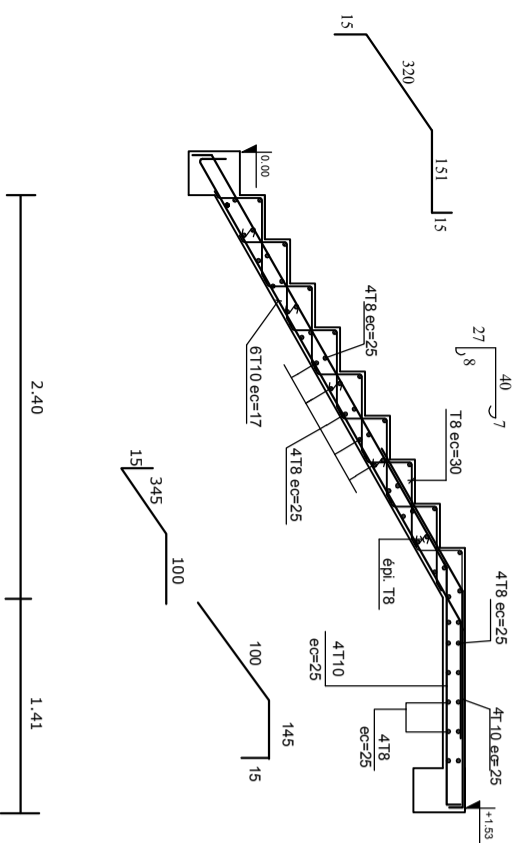
Ferrailage des Voies longitudinales: VL2, VL3, VL4, VL5etVL6



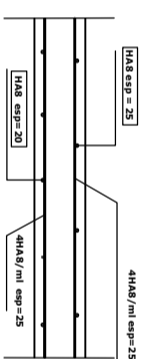
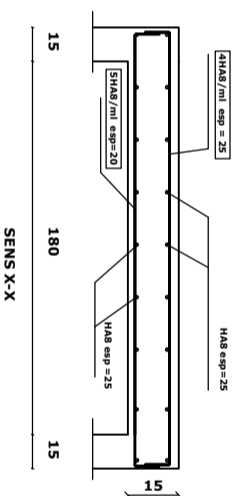
FERRAILLAGE DU PLANCHER DE LETAGE COURANT ET TERRASSE



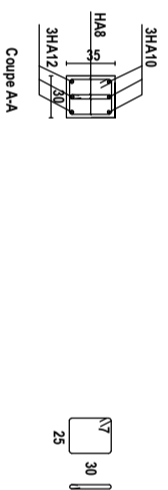
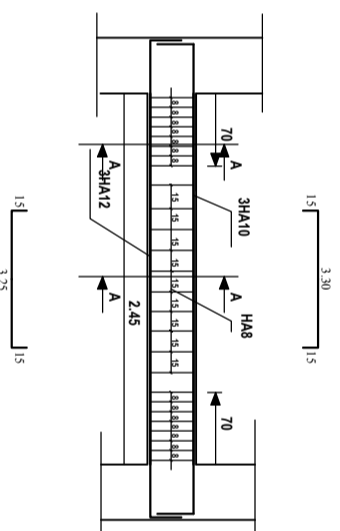
Ferrailage des l'escaliers



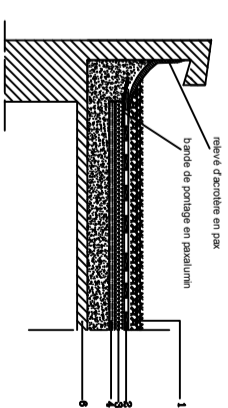
Ferrailage de la dalle salle machine



Ferrailage de la poutre palière

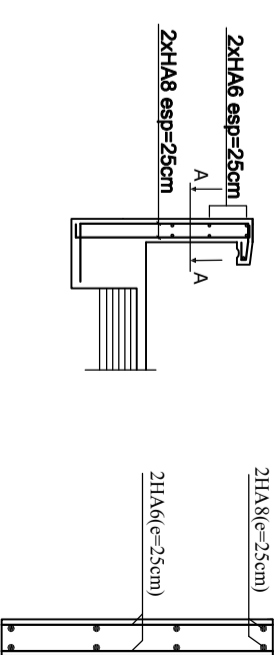


Détail de l'encastrement terrasse :



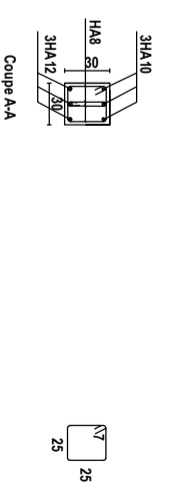
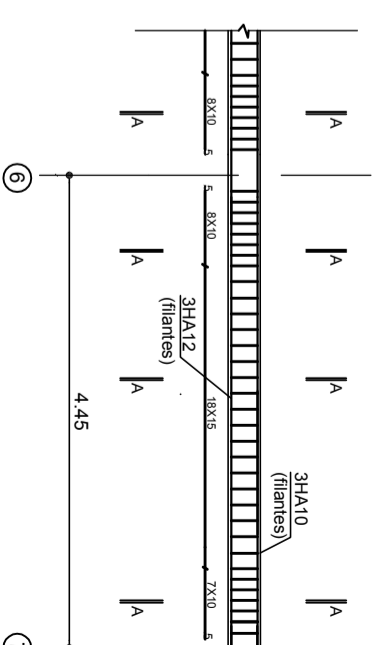
- 1-protection en graverolle 8/15/150 (6cm)
- 2-Échelle multicouche
- couche EAC - (roule 385 - (roule EAC - (roule 385 - (roule 385 - (roule EAC - (roule 385)
- 3-Isolation thermique (type 4cm)
- 4-Parasagier (roule EIF - (roule EAC - (roule 385 - (roule EAC)
- 5-Dalle

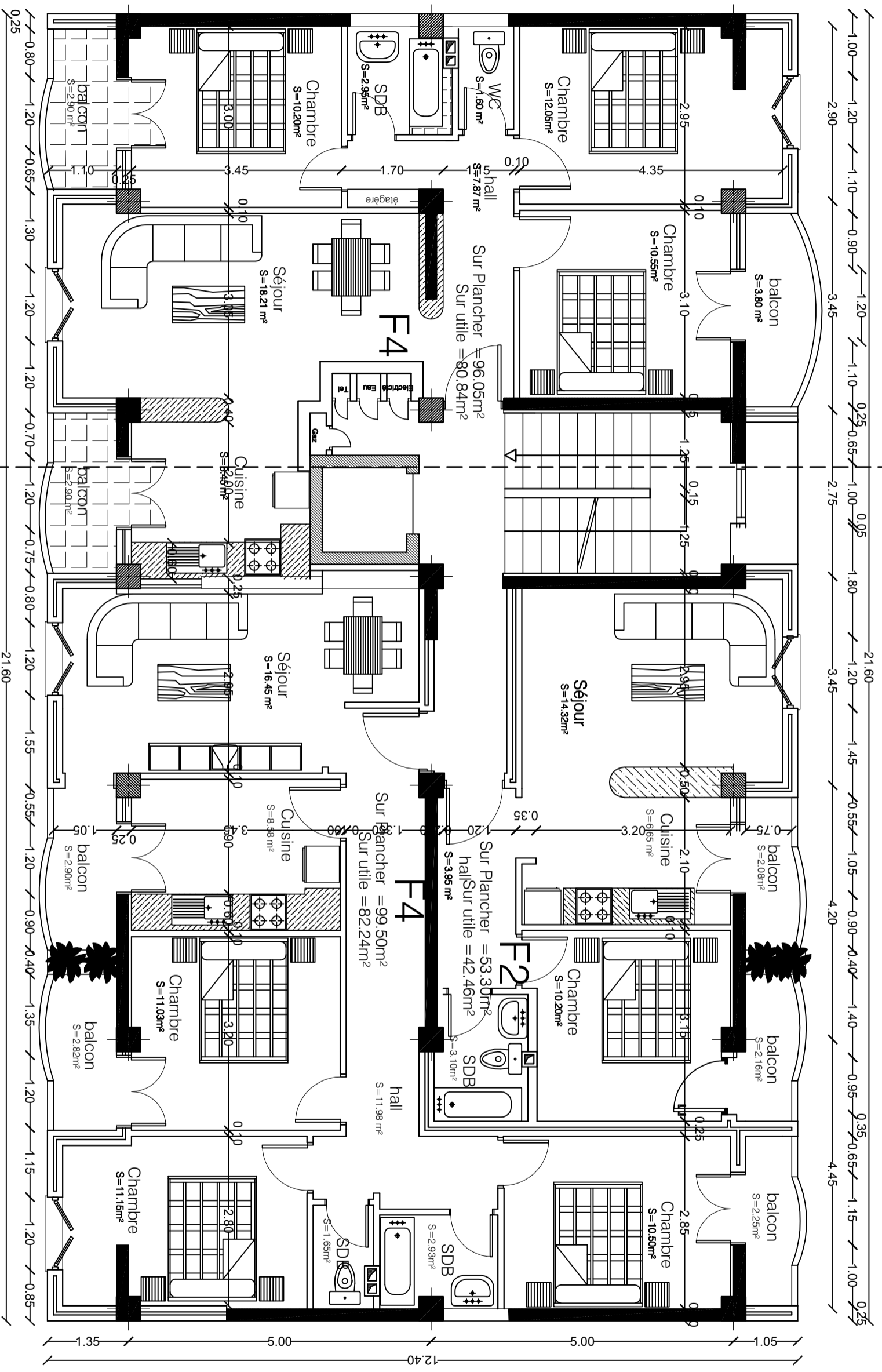
Ferrailage de l'acrotère :



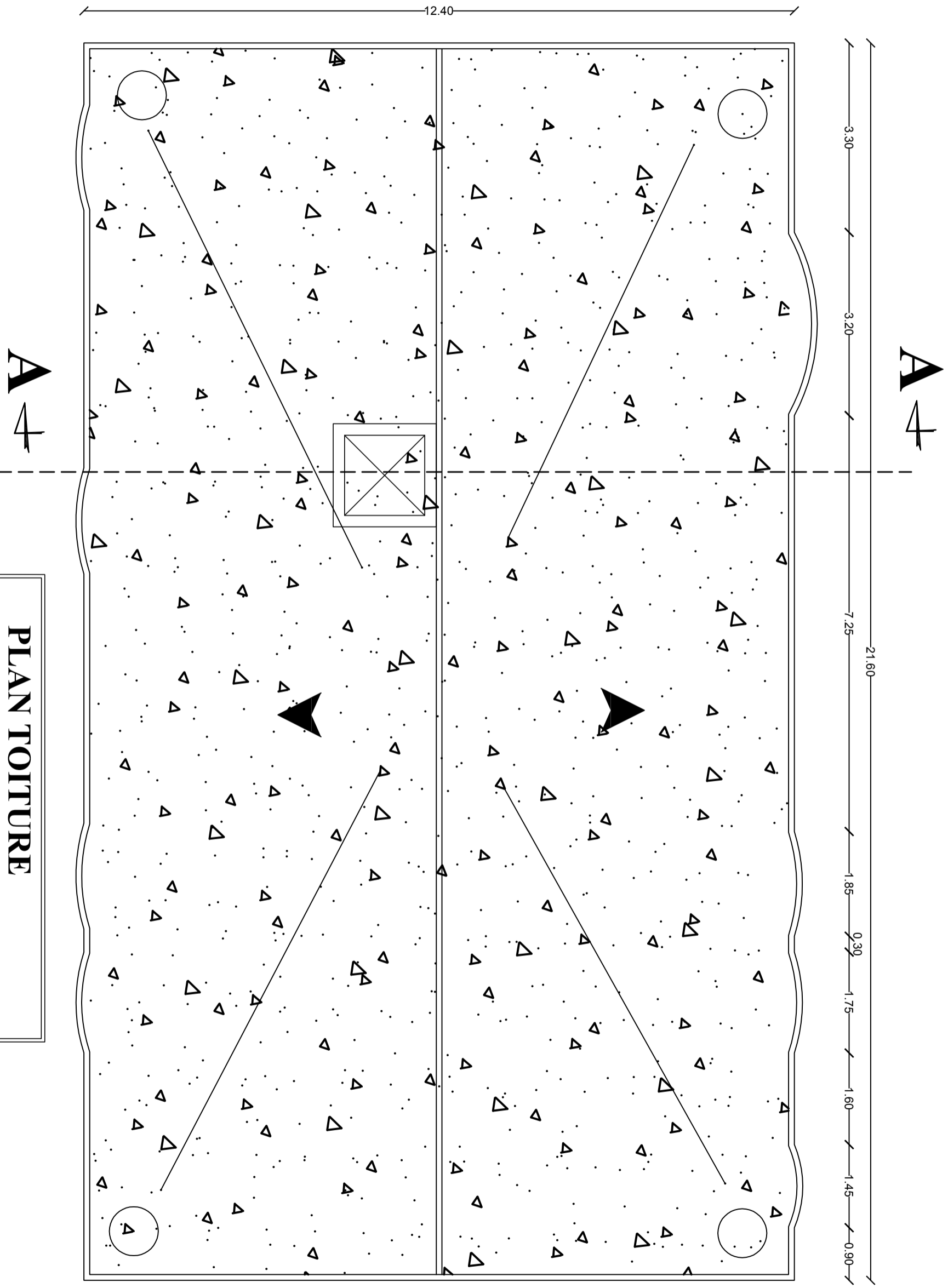
Coupe A-A

Ferrailage de la poutre de chaînage

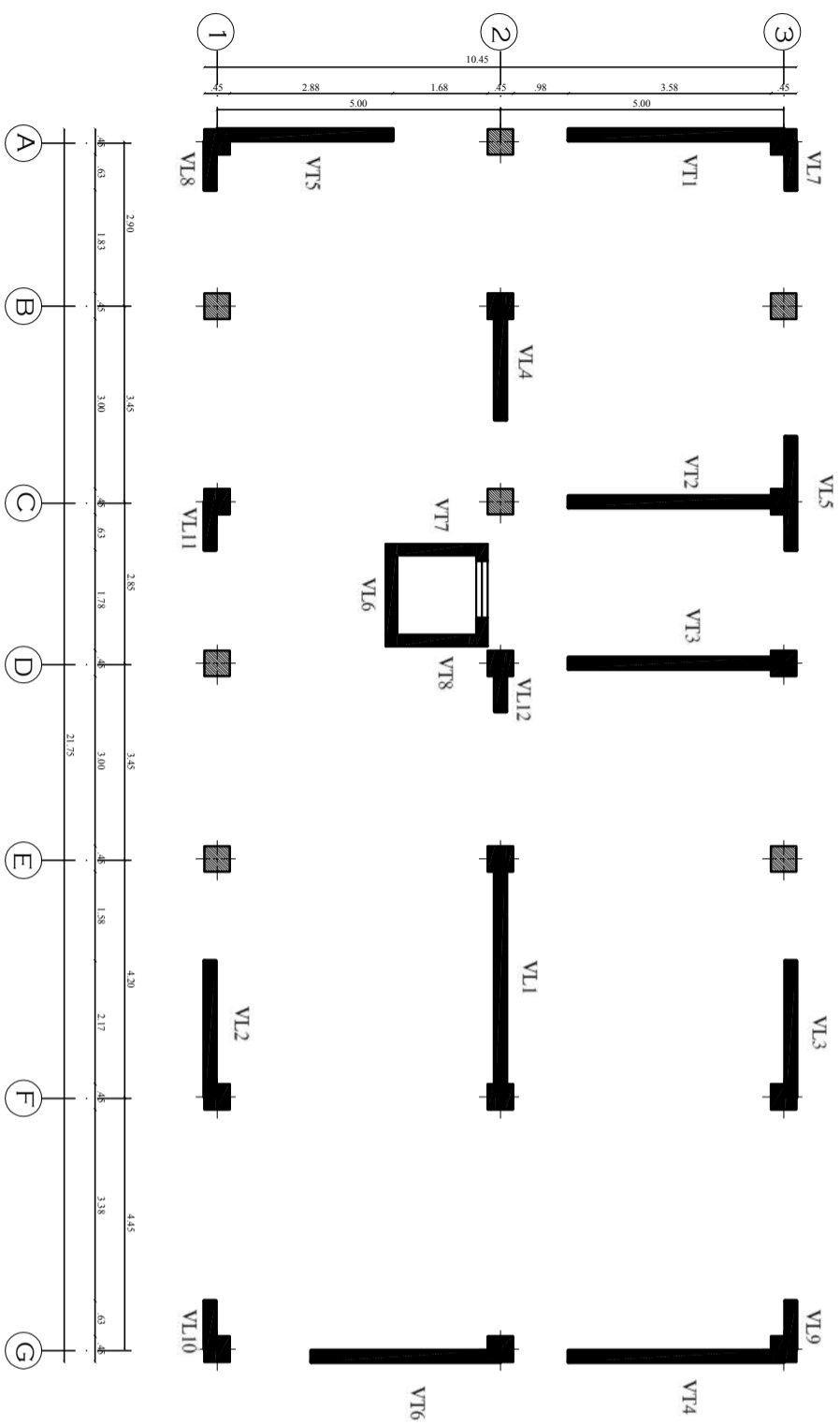




PLAN ETAGE COURANT



PLAN TOITURE

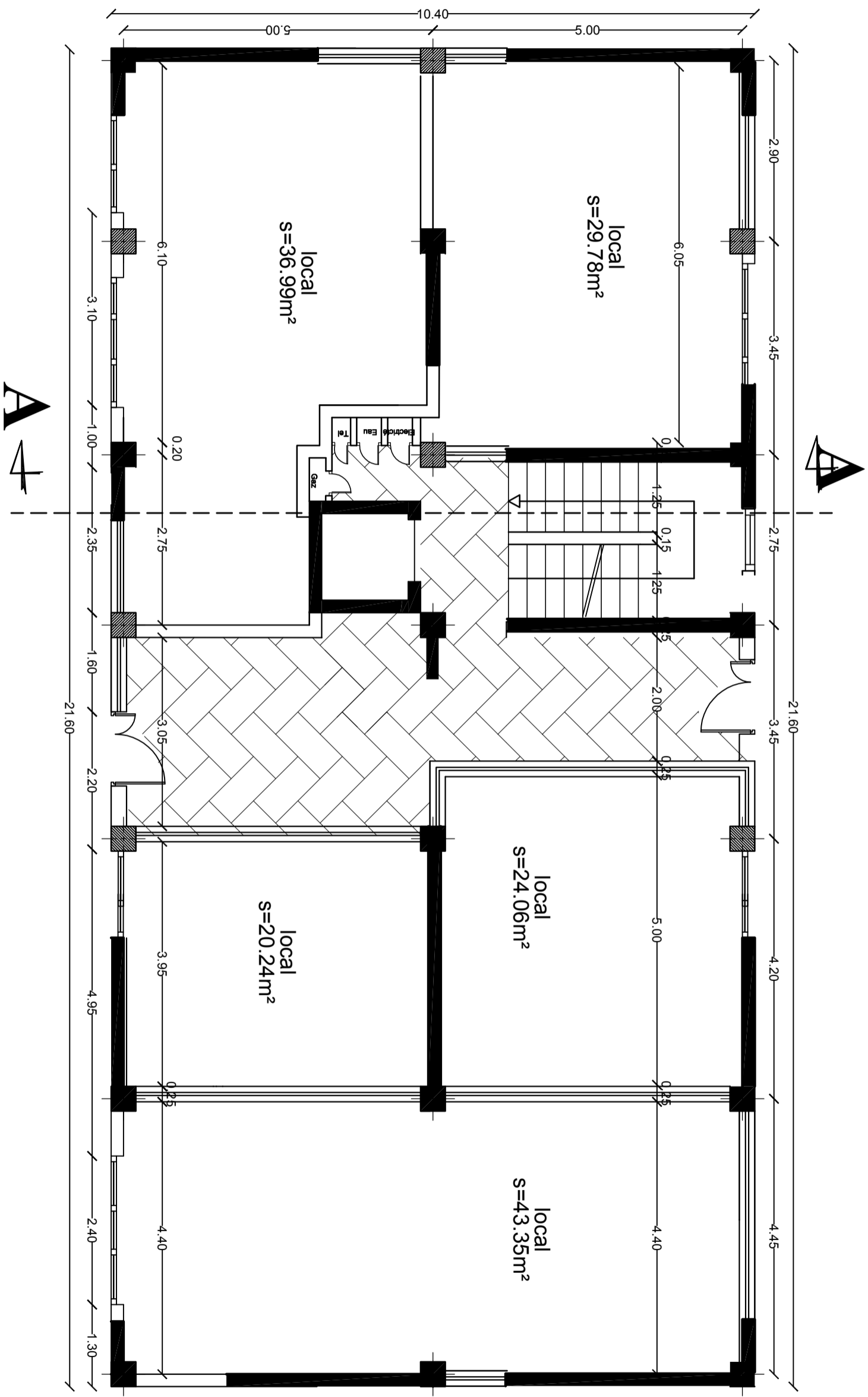


PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

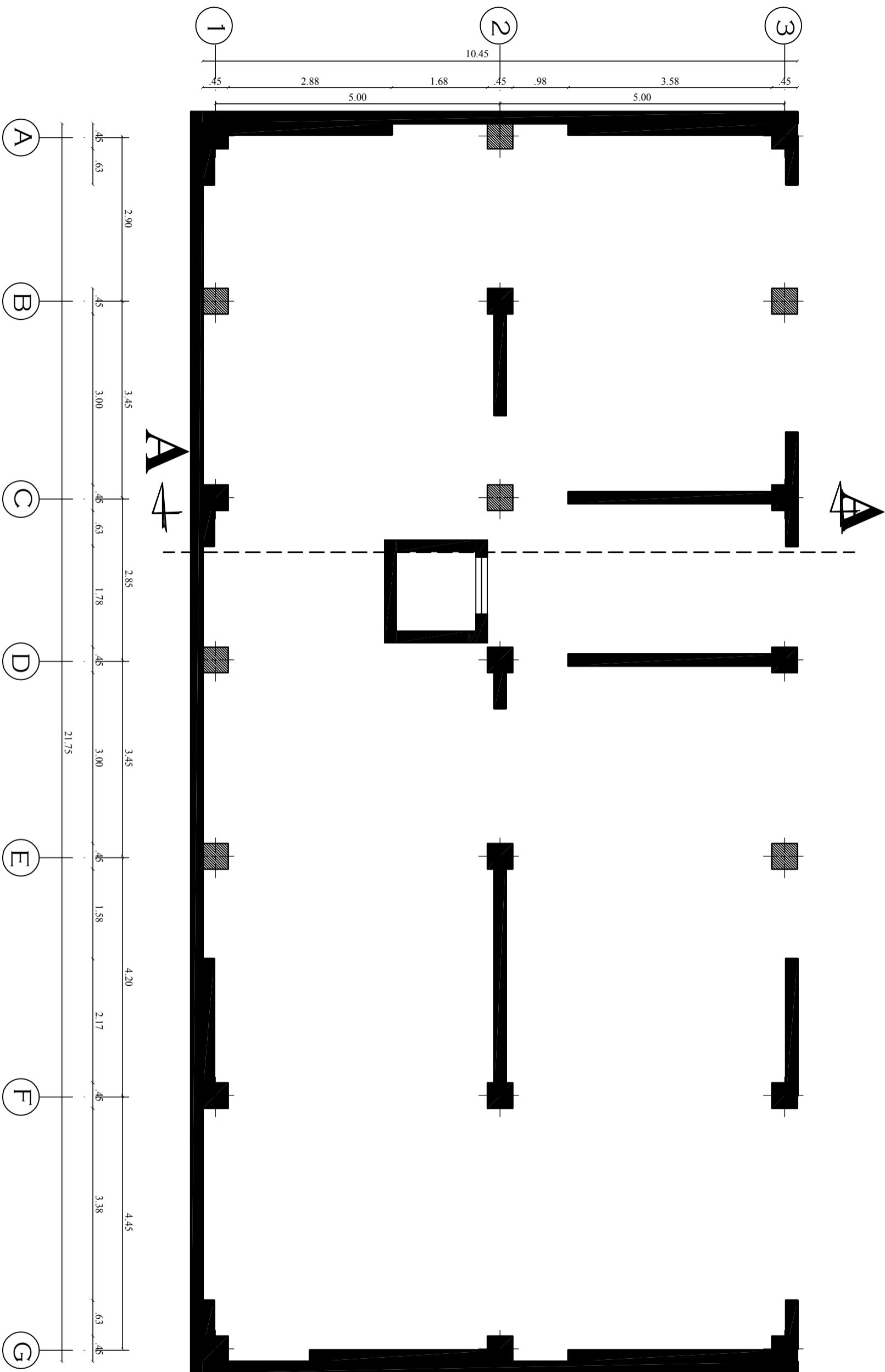
ECH 1/50 :

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

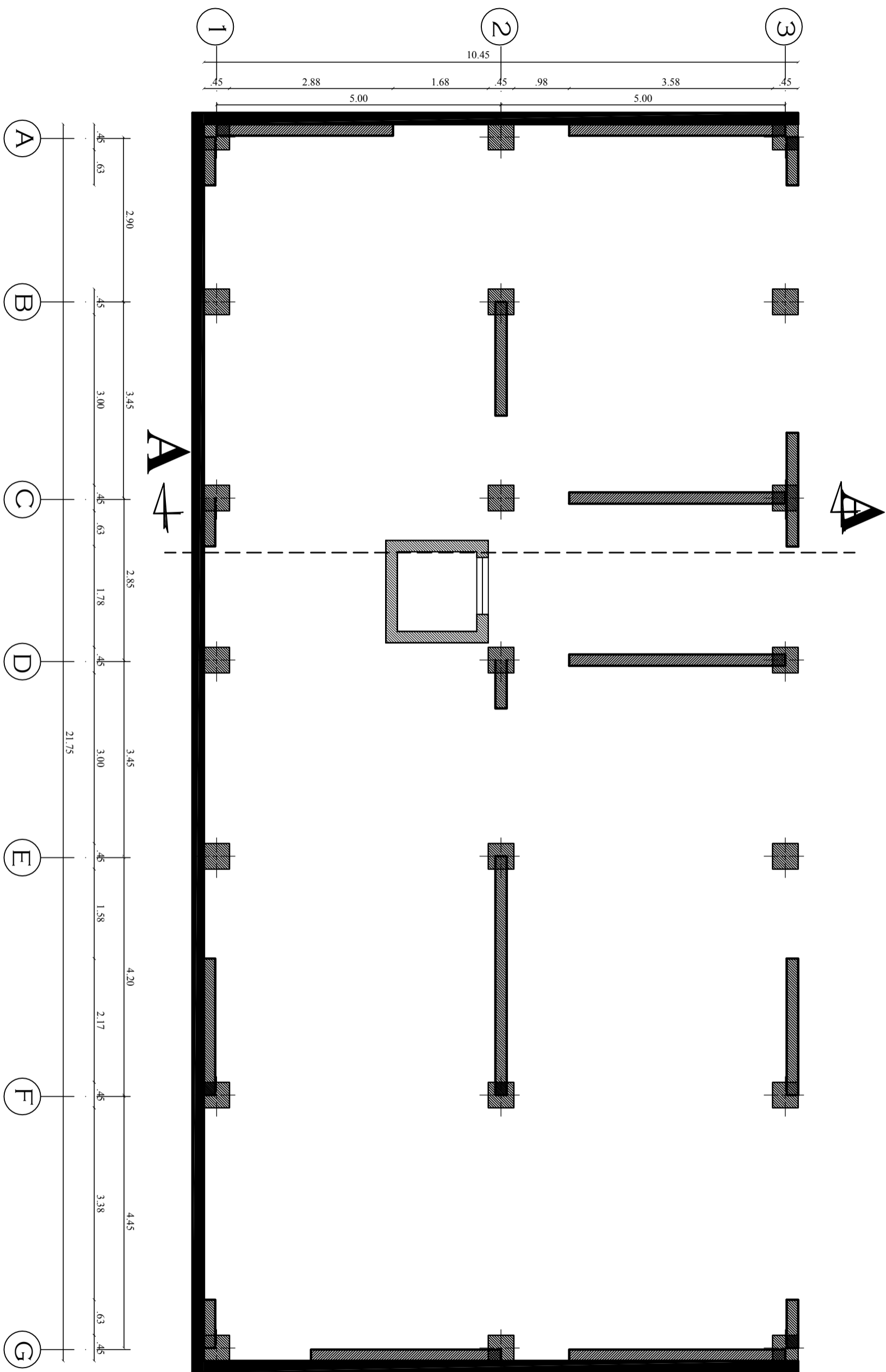
ETUDE PAR :		TITRE :	
Mlle BELBIA Fatma		plan de disposition des voiles	
Mlle RAMI Kahina			
DIRIGE PAR : Mme BOUBRIT			
PROMOTION 2011/2012	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/50	



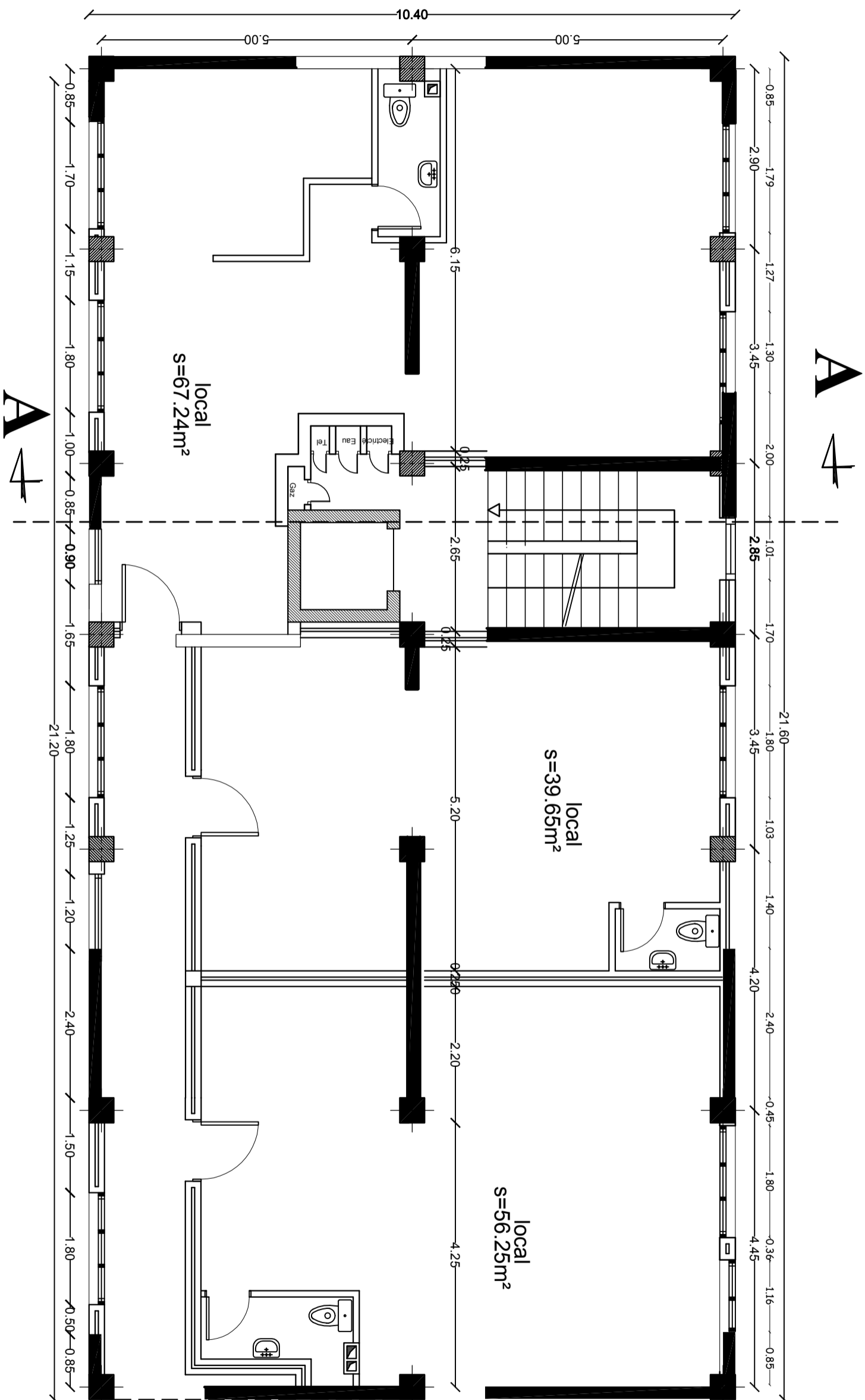
PLAN REZ DE CHAUSSEE



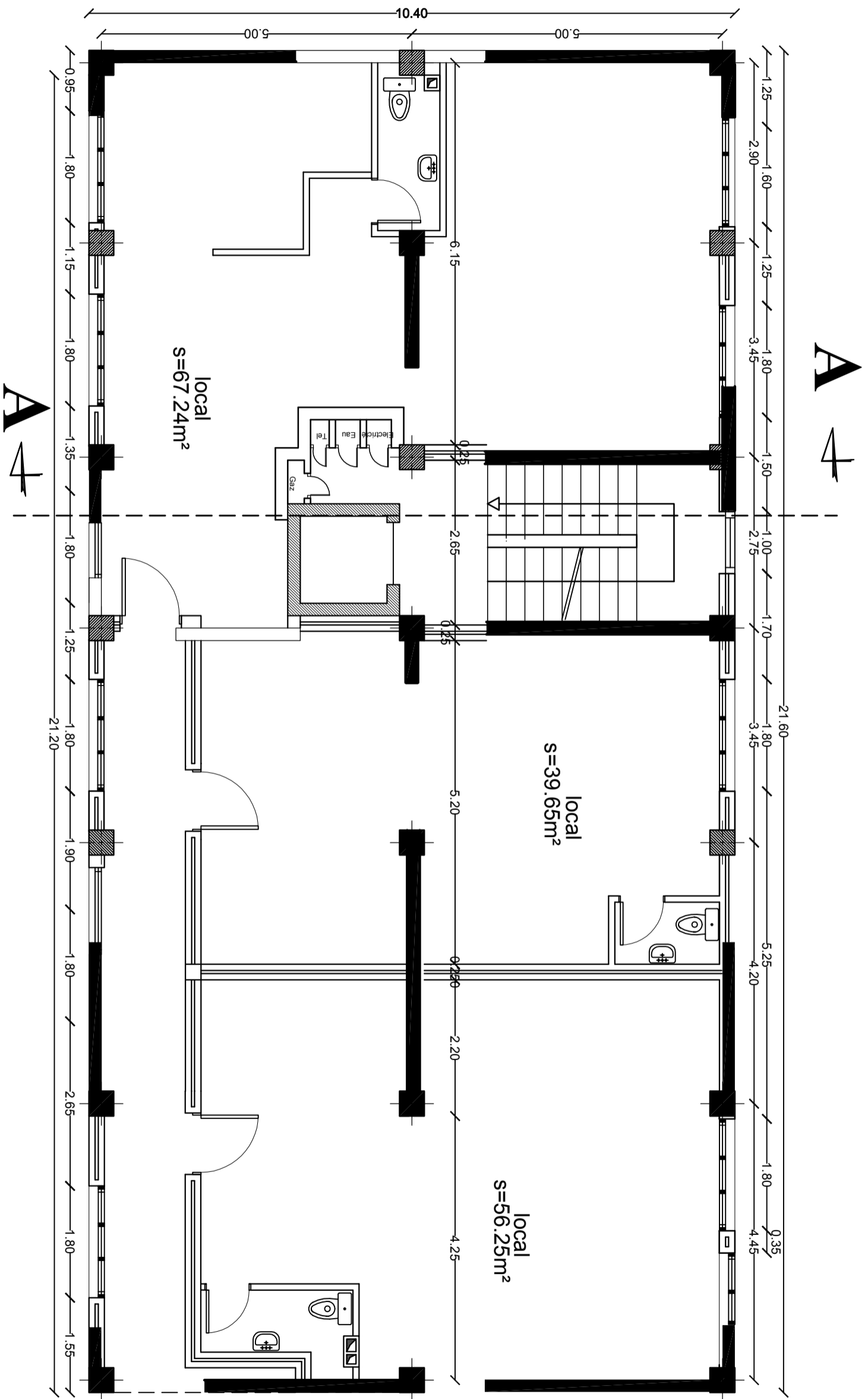
PLAN SOUS SOL IET 2



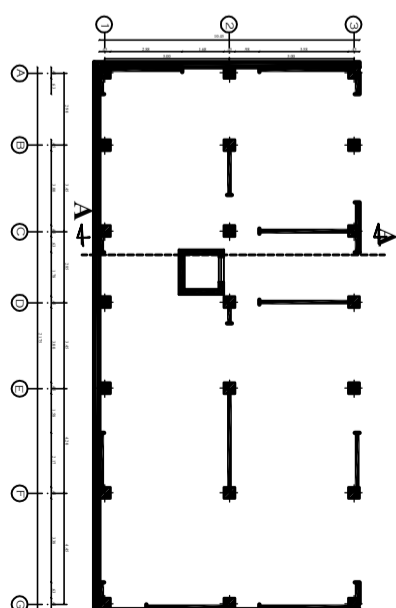
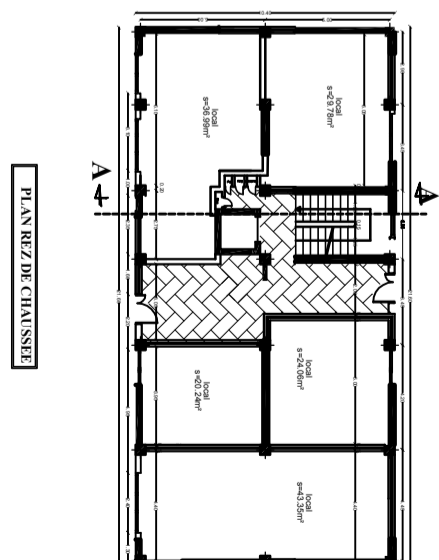
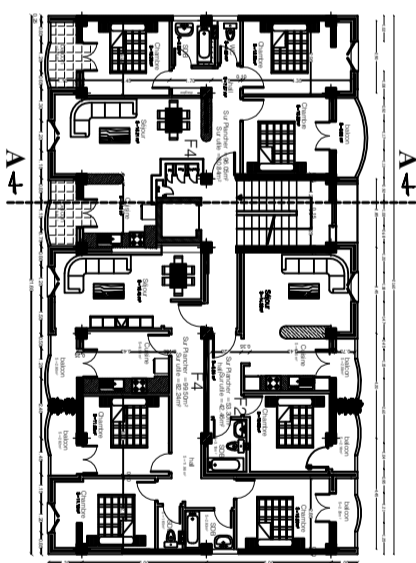
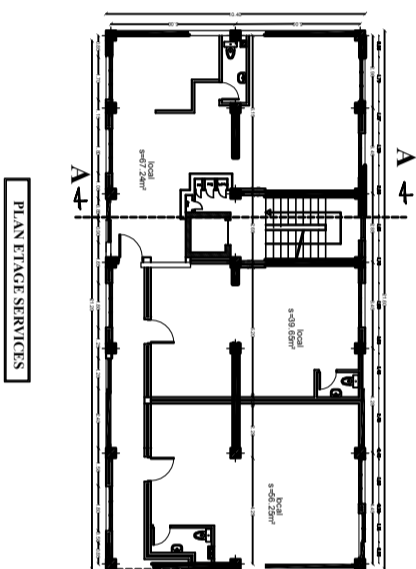
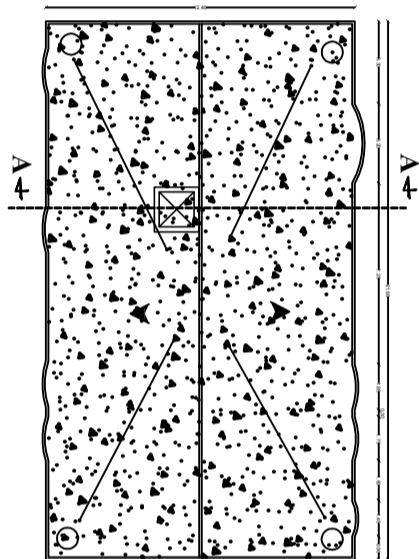
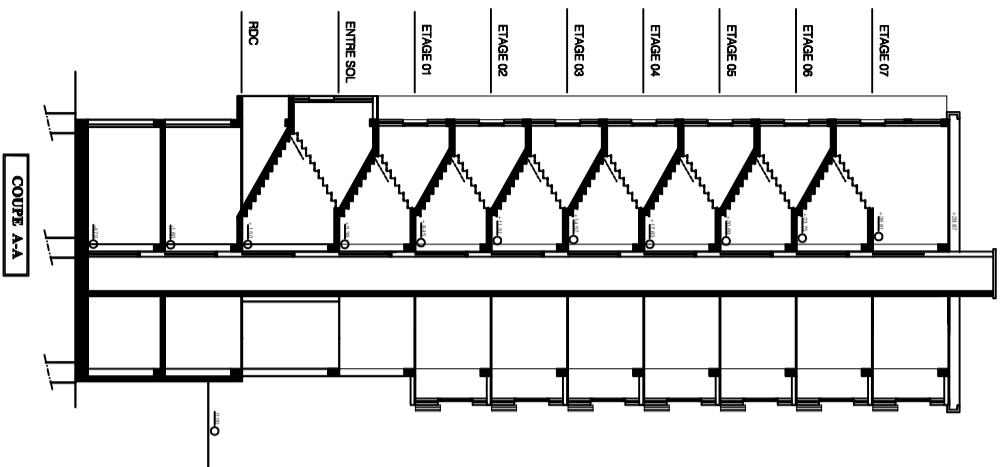
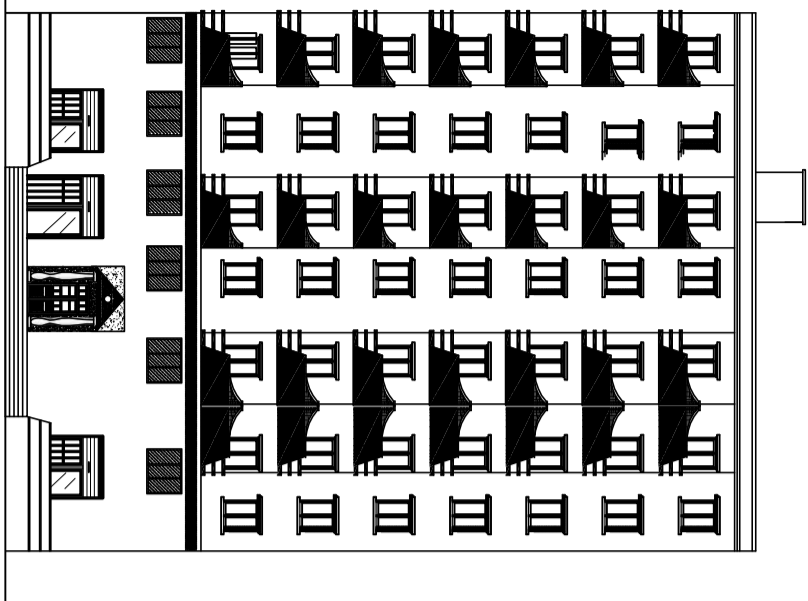
PLAN SOUS SOL IFT 2

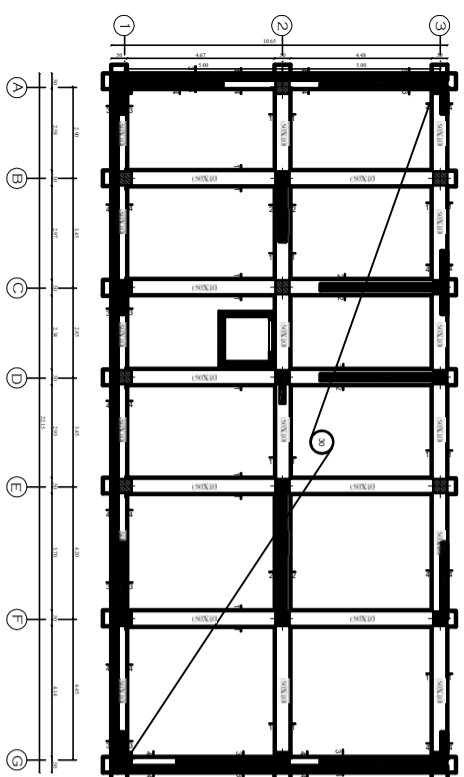


PLAN ETAGE SERVICES

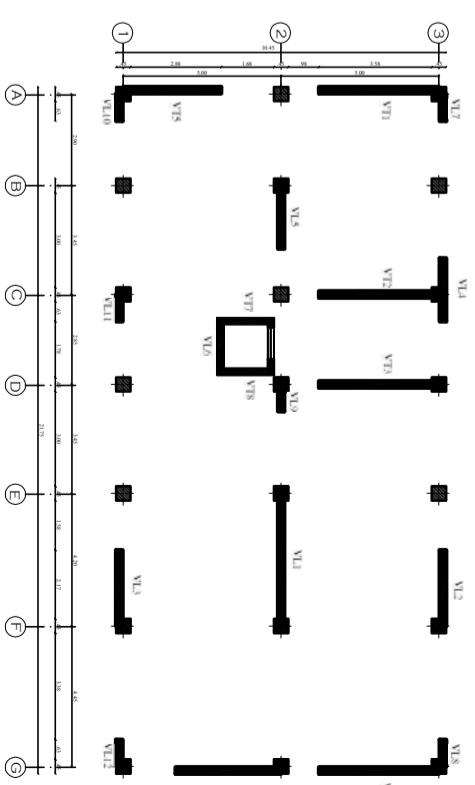
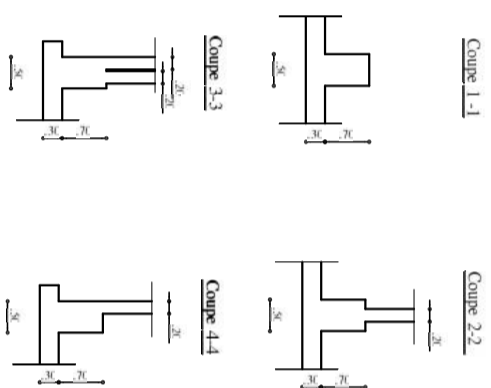


PLAN ETAGE SERVICES





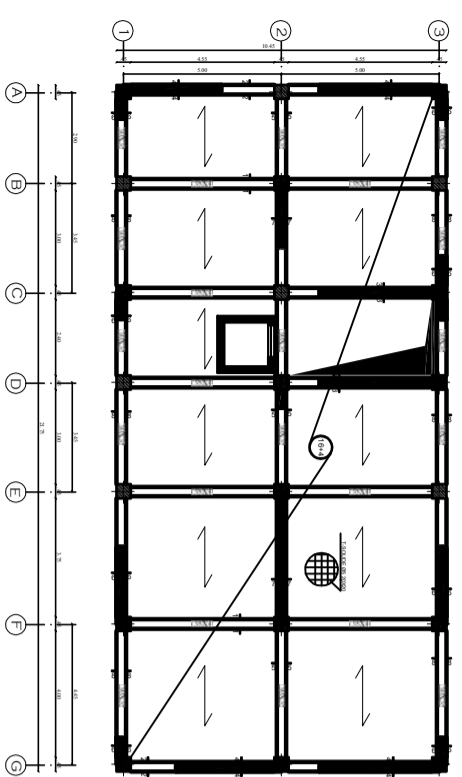
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERALE
ECH 1/50.1



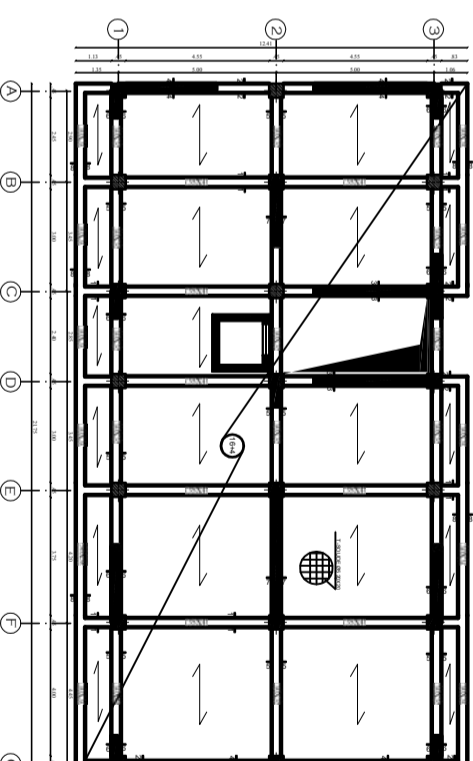
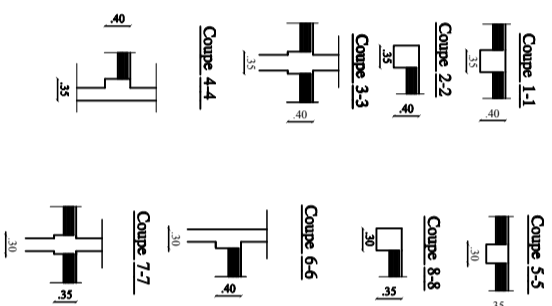
PLAN DE DISPOSITION DES VOILES
ECH 1/50.1

PLANS DE COFFRAGES

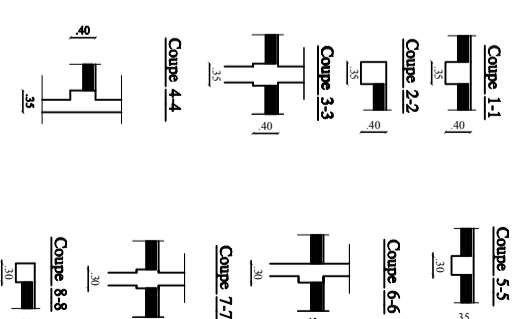
ECH 1/50 :



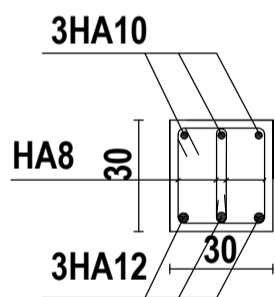
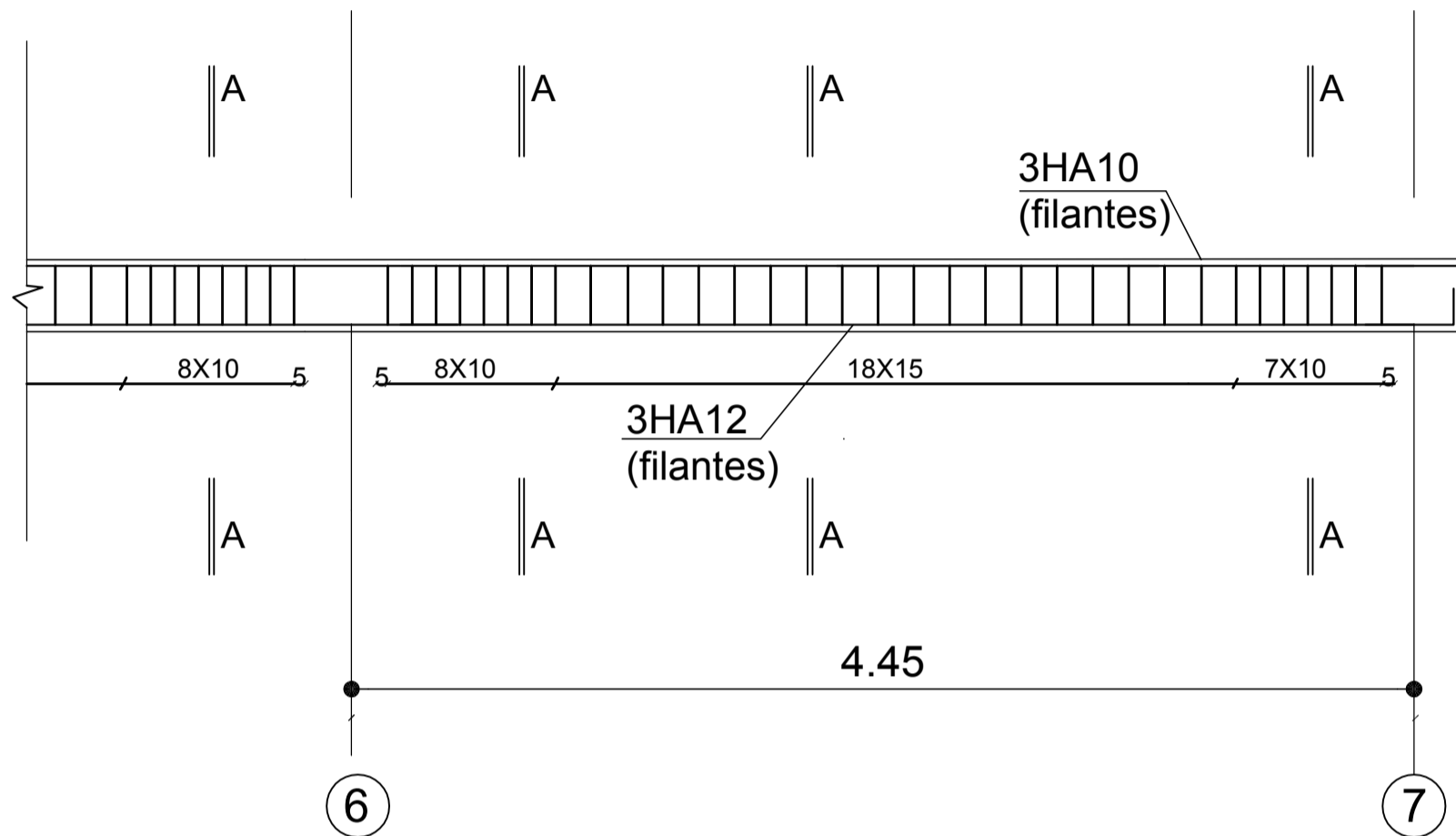
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER SOUS SOL 1 REZ DE
CHAUSSEE ET ETAGE DE SERVICES
ECH 1/50.1



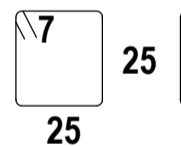
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER ETAGES COURANTS
ET TERRASSE
ECH 1/50.1



Ferrailage de la poutre de chainage



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :
Mme BOUBRIT

TITRE :

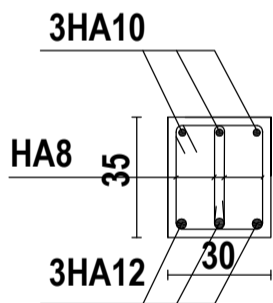
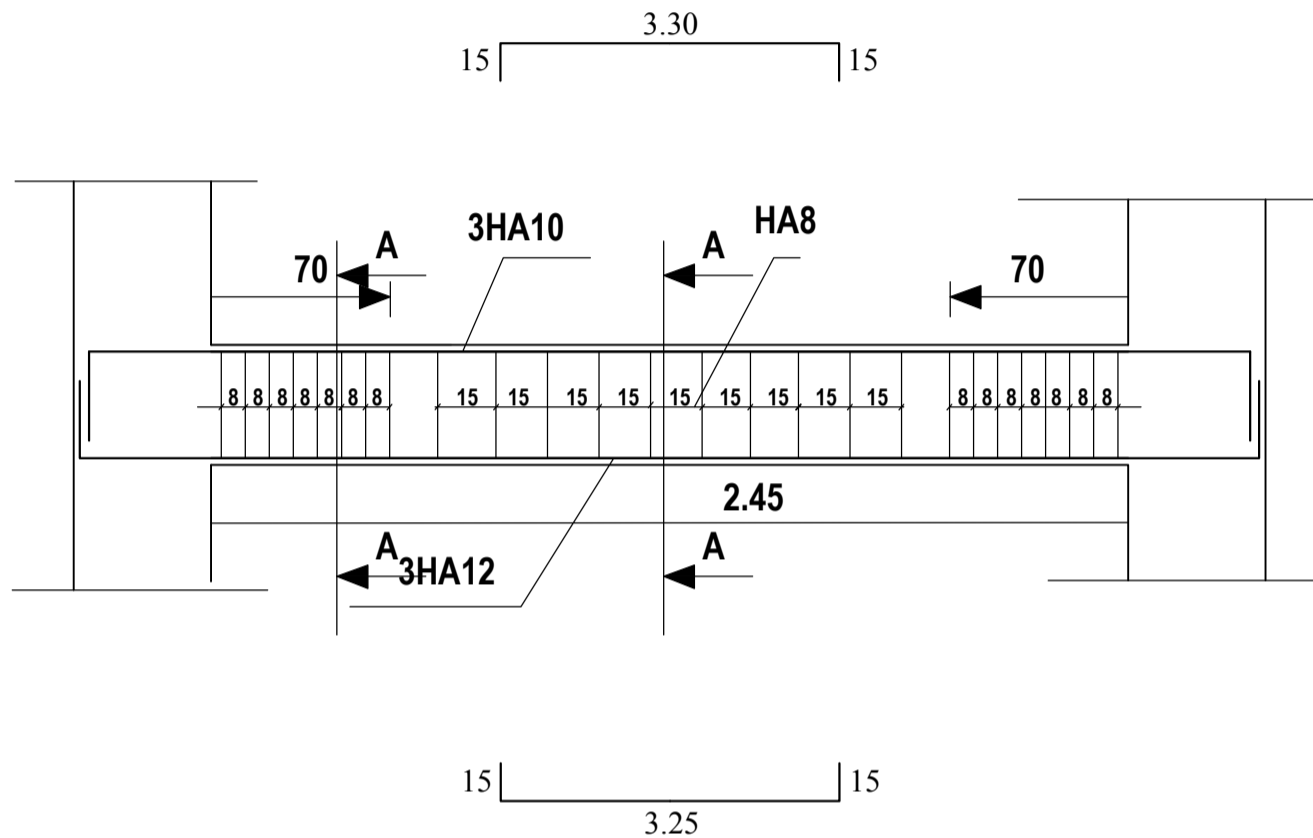
Ferrailage de la poutre de chainage

PROMOTION 2011/2012

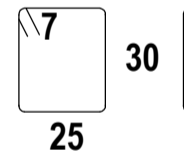
PLANCHE N°

ECHELLE

Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :
Mme BOUBRIT

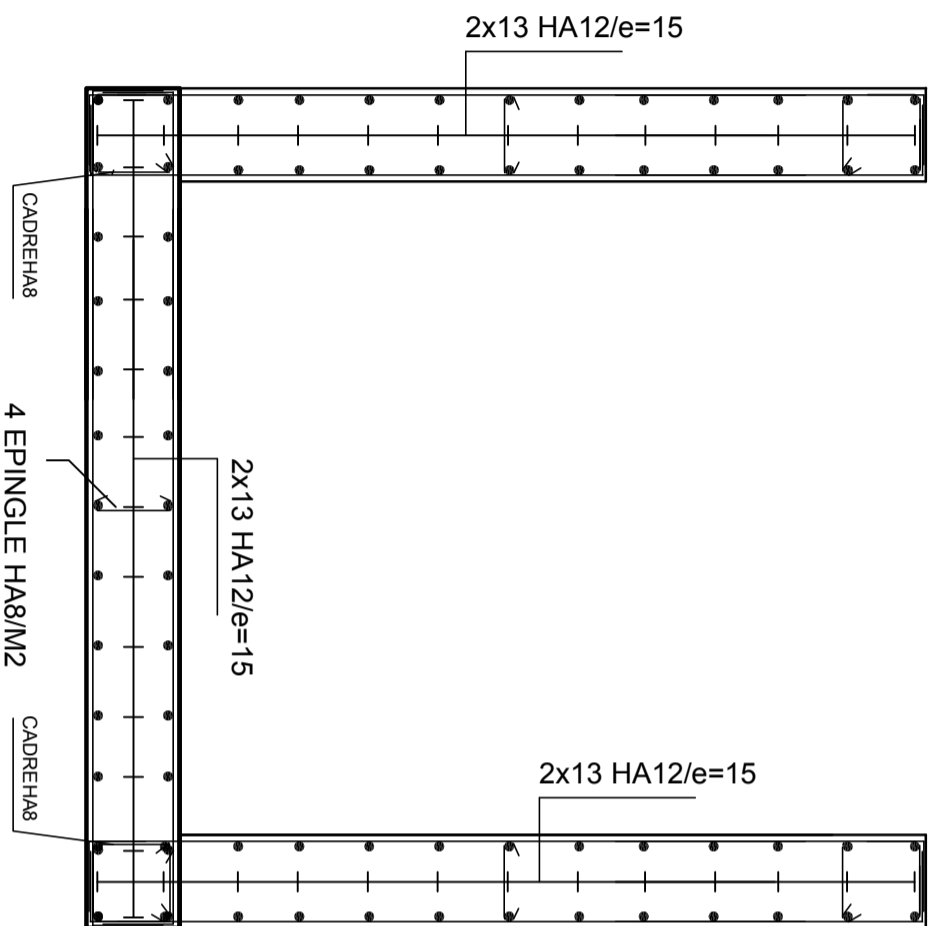
TITRE :

Ferrailage de la poutre palière

PROMOTION 2011/2012

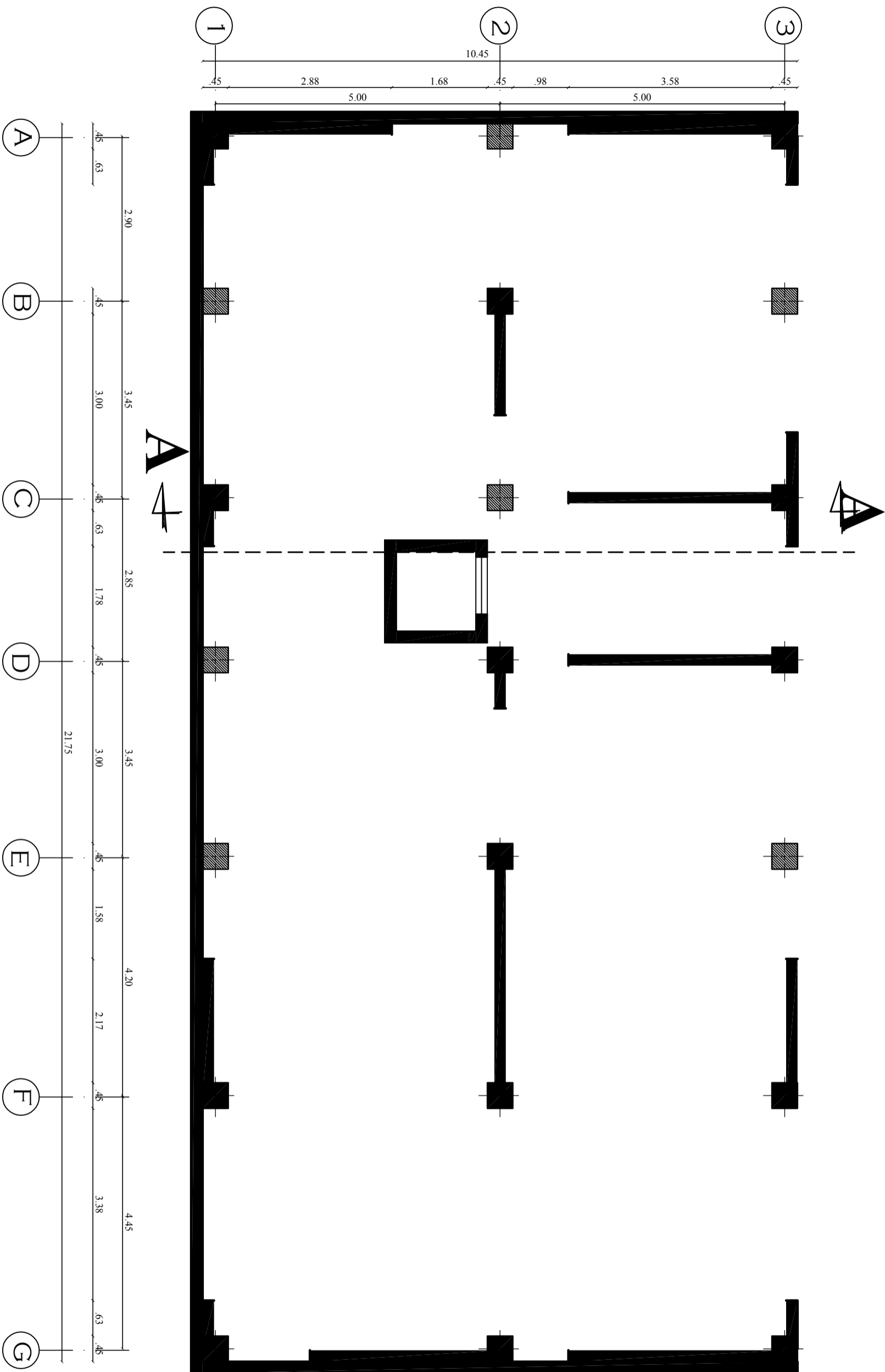
PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

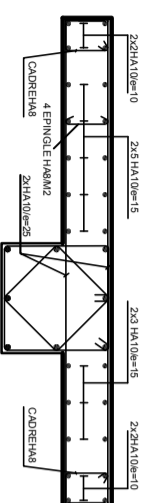
<p><u>ETUDIE PAR :</u> Mlle BELLEBIA Fatma Mlle RAMIL Kahina</p>	<p><u>TITRE :</u> Ferrailage des voiles de l'ascenseur</p>
<p><u>DIRIGE PAR :</u> Mme BOUBRIT</p>	
<p>PROMOTION 2011/2012</p>	<p>PLANCHE N°</p>
	<p>ECHELLE:1/100 1/50</p>



PLAN SOUS SOL IET 2

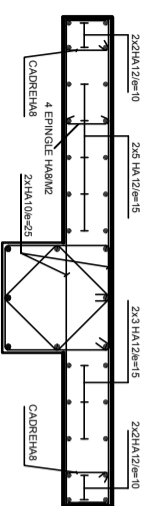
zone (I) et zone (II):

.92 , 45.63



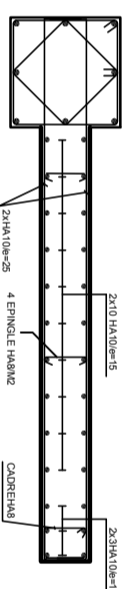
zone (III):

.95 .40 .65



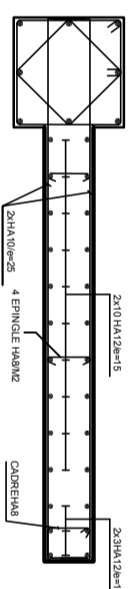
zone (I) et zone (II):

.45 1.77



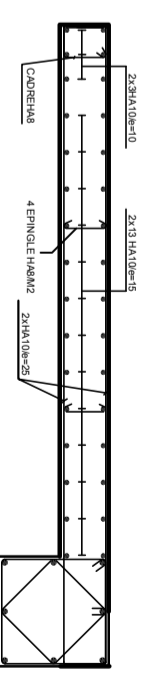
zone (III):

.40 1.80

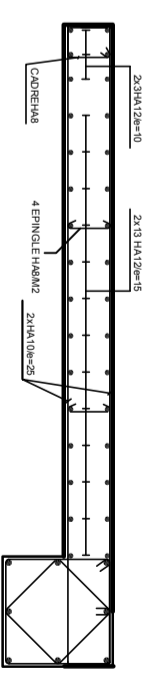


zone (I) et zone (II):

2.17 .45



2.20 .40



Ferrailage des Voiles longitudinales: VL2, VL3

, VL4, VL5 et VL6

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

TITRE :

Ferrailage des voiles longitudinales

DIRIGE PAR :

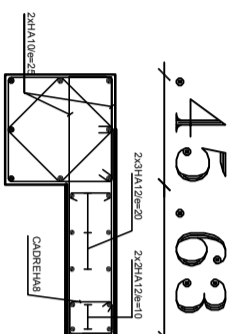
Mme BOUBRIT

PROMOTION 2011/2012

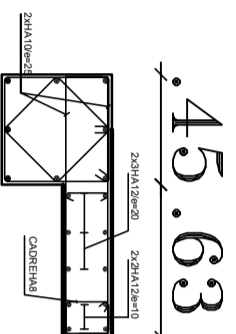
PLANCHE N°

ECHELLE: 1/100 1/50

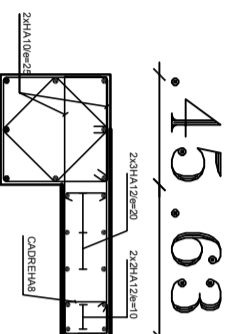
zone (I):



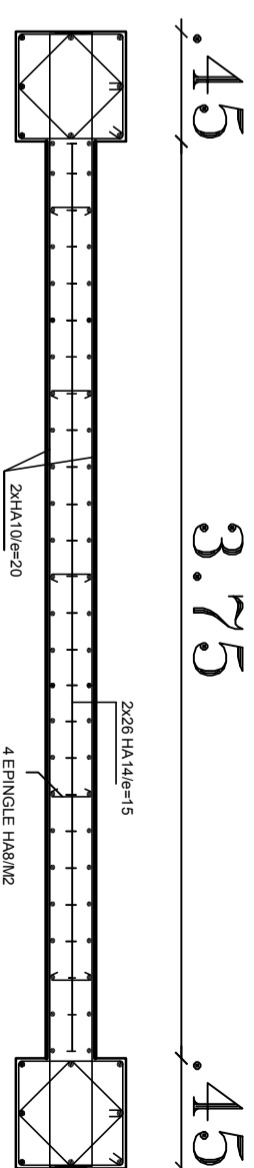
zone (II):



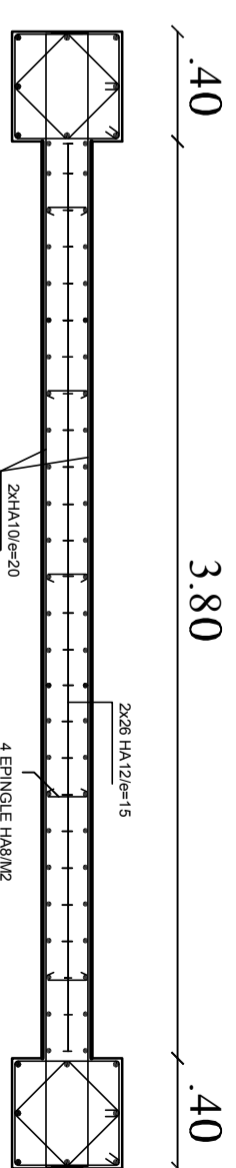
zone (III):



zone (I) et zone (II):



zone (III):



Ferrailage des Voiles

Longitudinales: VL1, VL7, VL8, VL9, VL10, VL11 et VL12

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOLOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

TITRE :

Ferrailage des voiles longitudinales

DIRIGE PAR :

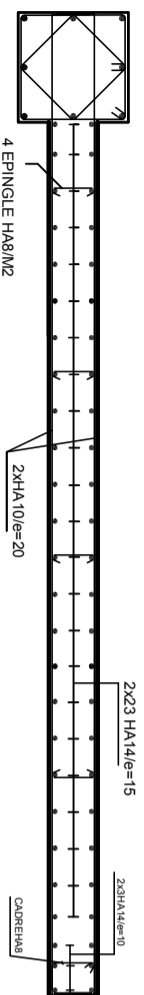
Mme BOUBRIT

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N° | ECHELLE: 1/100 1/50

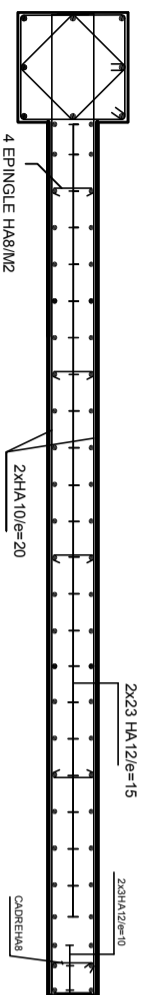
zone (I): et zone (II):

.45 3.57



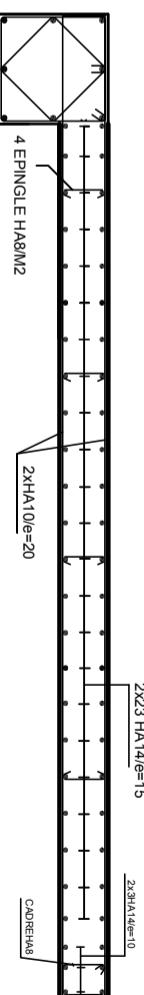
zone (III):

.40 3.60



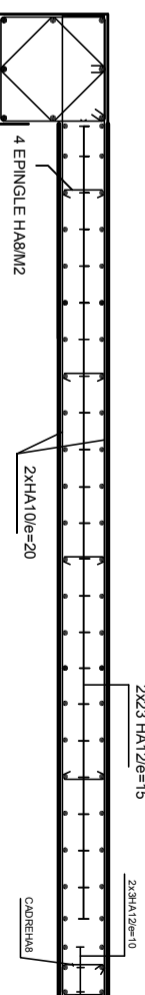
zone (I): et zone (II):

.45 3.57



zone (III):

.40 3.60



Ferrailage des Voiles Transversales: VT1, VT2, VT3 et VT4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
Mlle RAMI Kahina

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

TITRE :

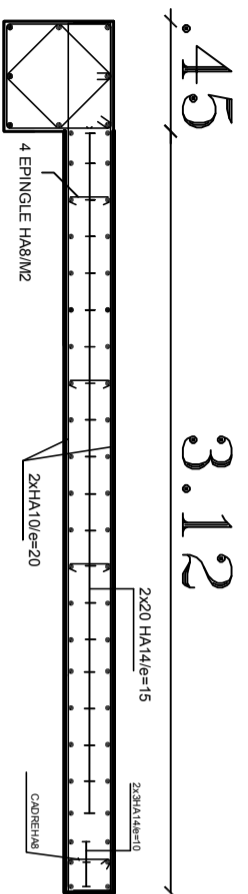
Ferrailage des voiles transversales

PROMOTION 2011/2012

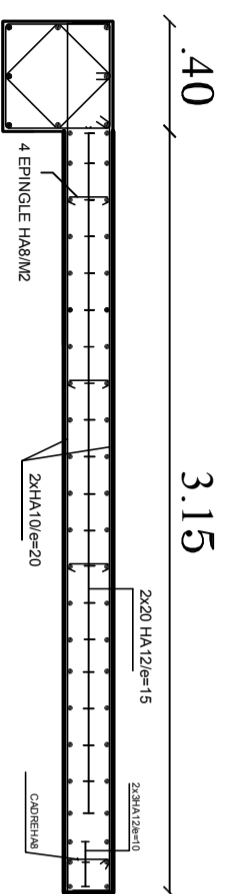
PLANCHE N°

ECHELLE: 1/100 1/50

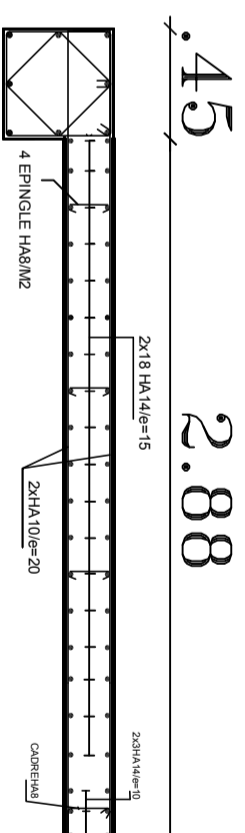
zone (I) et zone (II):



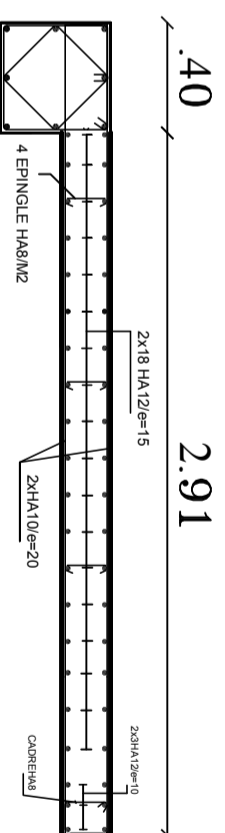
zone (III):



zone (I) et zone (II):



zone (III):



Ferrailage des Voiles Transversales: VT5 et VT6

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mlle BELLEBIA Fatma
 Mlle RAMI Kahina

TITRE :

Ferrailage des voiles transversales

DIRIGE PAR :

Mme BOUBRIT

PROMOTION 2011/2012

PLANCHE N°

ECHELLE: 1/100 1/50