

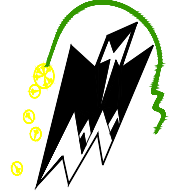
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+4) à usage multiple
contreventé mixte à l'aide
du logiciel ETABS**

Encadré par : Madame LOUADJ

Etudié par: DAF TARIK

Promotion 2012/2013

Remerciements

Mes vifs remerciements vont d'abord en premier lieu à notre Seigneur, Maître de la science, de la sommité du savoir, Gardien Suprême des cieux, de la terre, des océans et de l'univers.

En second lieu, mes chaleureux remerciements à ma promotrice « Madame LOUADJ » qui n'a ménagé aucun effort et qui a toujours été présente à mes sollicitations, orienté et guidé mon travail de fin d'études.

Ma reconnaissance va aussi à l'ensemble de nos éminents professeurs qui ont su avec professionnalisme et dévouement mener à bien leur noble tâche de la communication du savoir.

Et enfin, j'adresse ma profonde gratitude à tous les membres de l'honorable Jury qui auront à examiner et à apprécier à son juste titre ce modeste travail que je leurs soumette tout en les remerciant à l'avance.

Merci

DAF TARIK

Dédicaces

Ce modeste travail pour lequel j'ai peinée pendant de longue année et peut être donnée le meilleur de moi-même, je le dédie en premier lieu et à titre posthume, à mes parents.

En second lieu à mes très chers frères et sœurs et tous les membres de ma famille sans exception aucune

Je tien également à faire ma dédicace à l'ensemble de mes amis (ies) et camarades.

DAF TARIK

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation l'ouvrage	01
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux	03
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments	08
Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires	19
❖ Calcul des planchers en corps creux.....	19
❖ Calcul des balcons	47
❖ Étude de l'acrotère	53
❖ Calcul des escaliers	62
Chapitre V : Etude du contreventement	89
Chapitre VI : Fichier de données et Vérification des conditions du RPA	104
Chapitre VII : Fichier résultats	115
Chapitre VIII : Ferrailage de la structure	127
❖ Ferrailage des poutres	127
❖ Ferrailage des poteaux	144
❖ Ferrailage des voiles	159
Chapitre IX : Étude de l'infrastructure	175

Conclusion.

Bibliographie.

Introduction générale

La **construction parasismique** regroupe l'étude du comportement des bâtiments et des structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de la superstructure et infrastructures résistant aux tremblements de terre.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- Comprendre l'interaction entre la superstructure et l'infrastructure de génie civil ou entre l'infrastructure de génie civil et le sol,
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre,
- Concevoir et construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.

En Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail, on présentera « **l'étude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation, commercial et bureautique avec l'application du logiciel ETABS V9.7** »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments secondaires (Acrotère, Planchers, Escaliers et Balcon).
- ✓ La quatrième étape portera sur l'étude de contreventement.
- ✓ La cinquième étape portera sur la modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA.
- ✓ La sixième étape portera sur le ferrailage de la structure (poutres, poteaux, voiles).
- ✓ La septième étape portera sur l'étude des fondations..
- ✓ On terminera le travail par une conclusion générale.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en la réalisation d'un bâtiment multifonctionnelle qui est le bloc A des 244 logements « Résidence les sources » situé sur la route N°24 entre Corso et Boumerdes au lieu dit « Fouars », l'assiette du terrain sur laquelle est prévu ce projet est d'une superficie de 8824.00m² et est limitée par :

- Au nord : propriété Faoussi Marième.
- Au sud : Route N°24 qui entre corso et boumerdes .
- A l'est : Oued Tattareg.
- A l'ouest : Propriété Faoussi Maamar et Aissa.

Le bloc ciblé est composé d'un bâtiment de R+4 en béton armé comportant :

- Le RDC comprend trois locaux commerciaux et deux types de logement un F4 et un F2.
- Le premier niveau comprend deux locaux de service destinés bureaux paysagères et deux types de logements un F4 et un F2.
- Les étages courants sont à usage d'habitation comprennent trois types de logement un F4, un F3 et deux F2.

I.2 Caractéristiques de la structure :

I.2.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtimentH=16.75m.
- Hauteur de RDCh=3.91m.
- Hauteur d'étage couranth=3.06m.

I.2.2 Dimensions en plans:

- Longueur totalL_{long}=24.30m.
- Largeur totaleL_{trans}=15.70m.

I.2.3 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 car il ne dépasse pas les 48m de hauteur.
- Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_{sol} = 1.5bars$.
- Le site est considéré comme ferme (S₂).

I.2.4 Définition des éléments de l'ouvrage :

❖ Ossature :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de huit mètres (8m) ou deux niveaux en Zone III, le type de contreventement sera un contreventement mixte (voiles- portiques) ou voiles seuls.

❖ Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux et assure :

- les transmissions de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- une isolation thermique et acoustique.

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

❖ Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit à deux volées » (paliers et paillasse), qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

❖ Maçonnerie :

On distingue deux types de mur qui sont :

- Mur extérieur pour les façades seront réalisées en double cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

❖ Balcon :

Dans notre structure, les balcons sont représentés par une forme rectangulaire avec un arc en un angle et ils seront réalisés en dalle pleine.

❖ Coffrage :

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

II.1 Introduction :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400 Kg/m^3 .

II.2 Résistances mécaniques du béton :

II.2.1 Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

II.2.2 Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

II.3 Contrainte limite :

II.3.1 État limite ultime (ELU) :

II.3.1.1 Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle" (Fig. 2.1). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

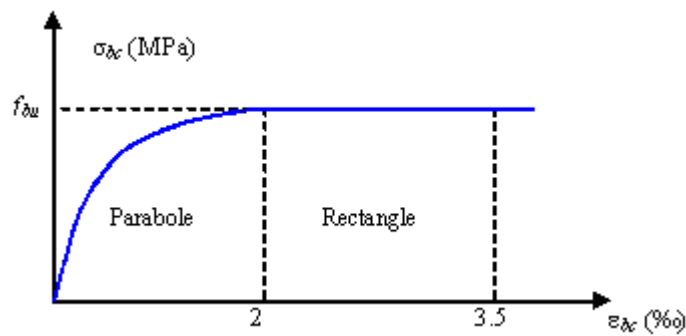


Figure II.1– Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à « 1 » lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h

II.3.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$ cas normal (fissuration peu nuisible).

$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable.

II.3.2 État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire qui représenté par la figure suivante :

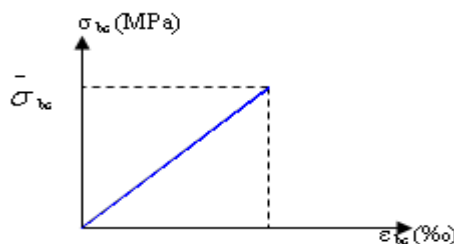


Figure II.2 diagramme de contrainte de déformation du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

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

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{vj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

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

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

II.4 Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services.

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

II.5 Acier :

II.5.1 Définition :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

II.5.2 Caractéristiques mécaniques :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau suivant :

➤ **Tableau des valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e :**

Type	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	215 235	Emploi courant Épingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	400 500	Emploi courant
Fils tréfilés HA type 3	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fils tréfilés lisses type 4	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas, on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE40 type1, $f_e = 400\text{MPa}$.

II.6 Contrainte limite :

II.6.1 État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure ci-dessous :

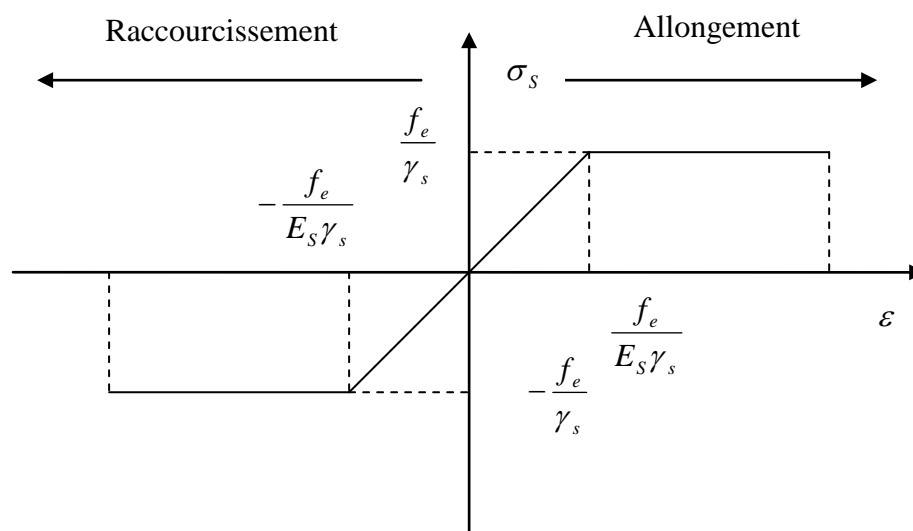


Figure II.3 Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier :[ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

Où

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

II.6.2 Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

II.7 Actions et sollicitations :

II.7.1 Les actions :

Les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc. ...).

II.7.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

III.1 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4.00 - 0.30 = 3.70\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{370}{22.5} = 16.44\text{cm} \text{ ce qui donne } h_{tp} = (16+4) \text{ d'où } h_{tp} = 20\text{cm}.$$

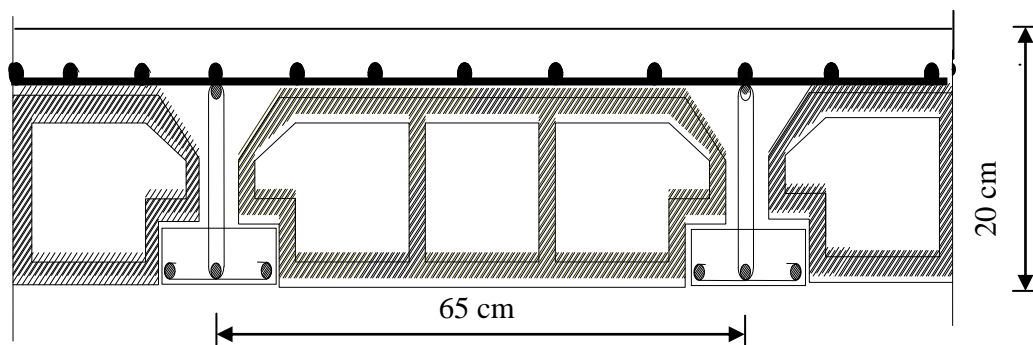


Figure III-1 Coupe d'un plancher à corps creux

III.2. Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.4 \times h \leq b \leq 0.7 \times h$

L : portée entre nus d'appuis.

Et doivent aussi vérifier les conditions du RPA suivantes :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b \end{cases}$$

III.2.1 Poutres principales :

❖ **La condition de la hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

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

$$26.66 \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre principale sera donc: **h=40cm**

❖ **La condition de la largeur :** $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour une largeur qui sera: **b=25cm**

❖ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

$$- \quad b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$- \quad h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$- \quad \frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{40}{25} = 1.6 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

III.2.2 Poutres secondaires

❖ **La condition de la hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24.66 \leq h \leq 37$$

On prend : **h=35cm**

❖ **La condition de la largeur :** $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **b=25cm**

❖ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

$$- \quad b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

$$- \quad h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

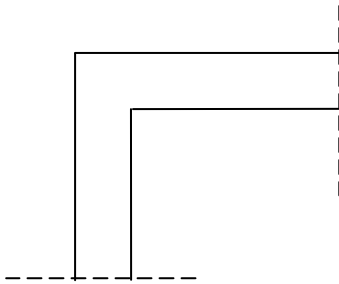
$$- \quad \frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$$

III.3 Les voiles:

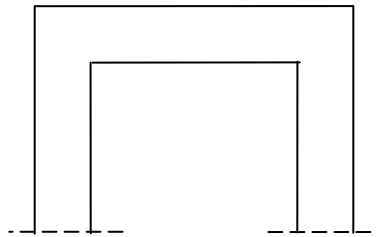
Les voiles sont les éléments en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et une partie des charges verticales.

L'épaisseur minimale d'un voile ne doit pas être inférieure à 15cm, elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

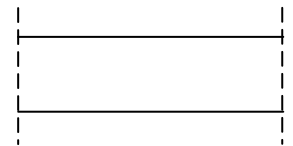
$$e_p = \max \begin{cases} H_e^1/25 \\ H_e^2/22 \\ H_e^3/20 \end{cases}$$



$$e \geq \frac{H_e}{22}$$



$$e \geq \frac{H_e}{25}$$



$$e \geq \frac{H_e}{20}$$

$$e_p = \frac{H_e^3}{20} = \frac{391}{20} = 19.55 \text{ cm}$$

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

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur « **L** » doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

III.4 Les poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial N , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation

$$\text{suivante } S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

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

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

III.4.1 Détermination des charges et surcharges :

III.4.1.1 Les charges permanentes :

❖ Les murs :

➤ Mur extérieur :

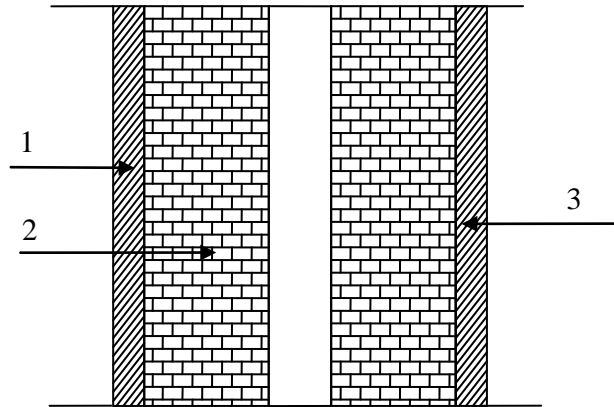


Figure III.2 Coupe transversale du mur double cloison

➤ Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des murs à double cloison:

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1	Mortier de ciment	2	0.36
2	Brique creuse	2x10	1.80
3	Enduit de plâtre	2	0.20
total			2.36

➤ Mur intérieur :

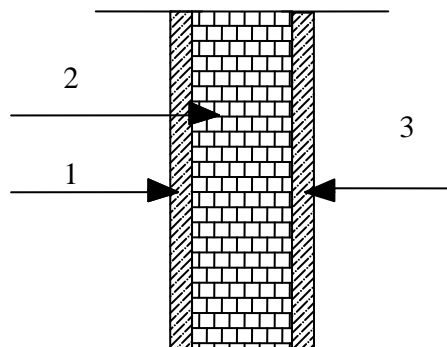


Figure III.3 Coupe transversale du mur en simple cloison

➤ **Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des murs en simple cloison:**

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1	Enduit de plâtre	2	0.20
2	Brique creuse	10	0.90
3	Enduit de plâtre	2	0.20
total			1.30

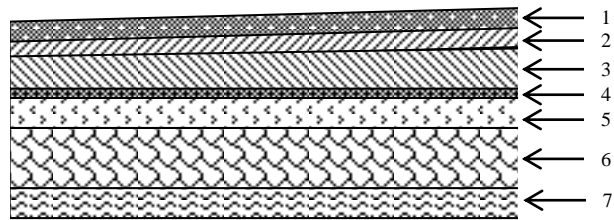
❖ **Plancher terrasse :(inaccessible) :**

Figure III.4. Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

➤ **Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant le plancher terrasse:**

N°	désignation	Epaisseur [m]	P [kN/m ²]	G [kN/m ²]
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	/	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.1
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	/	/	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
total				5.30

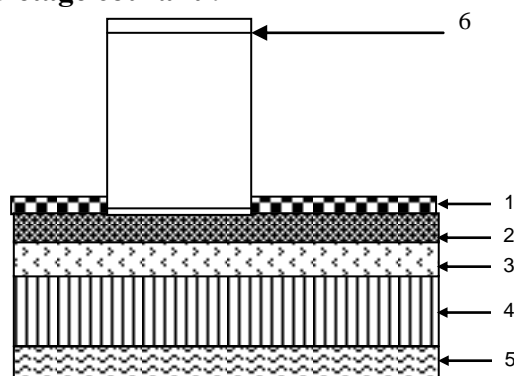
IV.1.1.3 Plancher d'étage courant :

Figure III.5 Coupe transversale du plancher d'étage courant

- **Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant le plancher d'étage courant :**

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ³]	G [kN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.2	—	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison en brique creuse+enduit	/	/	1.3
total				5.53

III.4.1.2 Les surcharge d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

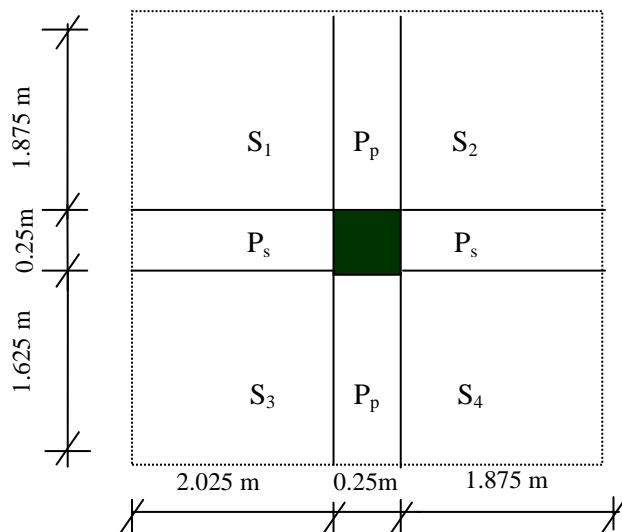
- Plancher terrasse $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation..... $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher d'étage courant à usage de service..... $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère..... $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons $Q = 3.50 \text{ kN/m}^2$

III.4.2 Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

III.4.2.1 Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

❖ **Surface d'influence:**



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

$$S_{\text{plancher}} = (1.875 \times 2.025) + (1.875 \times 1.875) + (1.625 \times 2.025) + (1.875 \times 1.625)$$

$$S_{\text{plancher}} = 13.65 \text{ m}^2$$

❖ **Charges permanentes revenant à chaque plancher :**

➤ **Plancher terrasse**

$$G = 5.30 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant**

$$G = 5.53 \text{ kN/m}^2$$

❖ **Poids de chaque plancher :**

➤ Poids du plancher $P = G \times S$

➤ **Plancher terrasse :**

$$P = 5.30 \times 13.65 = 72.35 \text{ kN}$$

➤ **Plancher étage :**

$$P = 5.53 \times 13.65 = 75.48 \text{ kN}$$

III.4.2.2 Poids des poutres :

$$P = [(3.90 \times 0.40 \times 0.25) + (3.50 \times 0.35 \times 0.25)] \times 25 = 0.7 \times 25 \text{ kN}$$

D'où le poids total $P = 17.5 \text{ kN}$

$$P_{\text{poutre}} = 17.5 \text{ kN}$$

III.4.2.3 Poids du poteau :

Le calcul du poids propre du poteau « **P** » sera donné par rapport à la section minimale exigée par l'RPA en fonction de la zone sismique qui est une section de « **30 × 30** » cm^2 dans notre projet situé à Boumerdes.

➤ **Poids du poteau d'étage courant :**

$$P = (0.30 \times 0.30 \times 3.06) \times 25$$

$$P = 0.27 \times 25$$

$$P_{\text{poteau}} = 6.75 \text{ kN}$$

➤ **Poids du poteau du RDC :**

$$P = (0.30 \times 0.30 \times 3.91) \times 25$$

$$P = 0.35 \times 25$$

$$P_{\text{poteau}} = 8.80 \text{ kN}$$

III.4.3 Surcharges d'exploitation :

La surface d'influence $S = 15.56 \text{ m}^2$

- plancher terrasse $Q = 1 \times 15.56 = 15.56 \text{ kN}$
- plancher d'étage courant $Q = 1.50 \times 15.56 = 23.34 \text{ kN}$
- plancher d'étage de service $Q = 3.5 \times 15.56 = 54.46 \text{ kN}$
- plancher d'étage commercial $Q = 4.5 \times 15.56 = 70.02 \text{ kN}$

➤ **Les surcharges cumulées**

$$Q_0 = 15.56 \text{ kN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.56 + 23.34 = 38.90 \text{ kN}$$

$$Q_0 + Q_1 + Q_2 = 15.56 + 2 \times 23.34 = 62.24 \text{ kN}$$

$$Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 = 15.56 + 3 \times 23.34 = 85.58 \text{ kN}$$

$$Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 15.56 + 3 \times 23.34 + 54.46 = 140.04 \text{ kN}$$

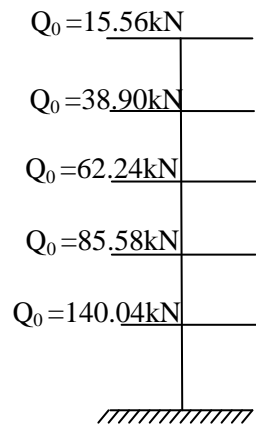


Figure III.7 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.

➤ **Tableau récapitulatif de la descente de charge**

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Contraintes de compression [cm ²]		Obs
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{\text{cumulée}}$	Q_i	Q_c		σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
6	72.35	17.50	6.75	96.60	96.60	15.56	15.56	112.16	0.125	1.5	OK
5	75.48	17.50	6.75	99.73	196.33	23.34	38.90	235.23	0.261	1.5	OK
4	75.48	17.50	6.75	99.73	296.06	23.34	62.24	358.30	0.398	1.5	OK
3	75.48	17.50	6.75	99.73	395.59	23.34	85.58	481.17	0.534	1.5	OK
2	75.48	17.50	6.75	99.73	495.52	54.46	140.04	635.56	0.706	1.5	OK
1	75.48	17.50	8.80	101.78	597.30	70.02	210.06	807.36	0.897	1.5	OK

D'où la section minimale de (30X30) exigés par le RPA satisfait la condition sur le béton.

➤ **Remarque :**

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on doit majorer les sections des poteaux par rapport au dimensionnement des nœuds poteaux-poutres.

III.4.4 Vérification des nœuds poteaux-poutres à la base:

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant.

On a :

$$M_{SPot} + M_{nPot} \geq 1.25(M_{ePout} + M_{wPout})$$

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{M \times V}{I} \rightarrow M = \frac{\sigma \times I}{V}$$

$$\frac{\sigma \times I_{SPot}}{V} + \frac{\sigma \times I_{nPot}}{V} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma \times I_{ePout}}{V} + \frac{\sigma \times I_{wPout}}{V} \right)$$

$$I_{SPot} + I_{nPot} \geq 1.25(I_{ePout} + I_{wPout})$$

$$2 \times I_{Pot} \geq 1.25(2 \times I_{Pout})$$

$$I_{Pot} \geq 1.25 \times I_{Pout}$$

La section de la poutre principale $(25 \times 40)cm^2$:

$$I_{Pout} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.40^3}{12} = 1.33 \times 10^{-3} m^4$$

$$1.25 \times I_{Pout} = 1.25 \times 1.33 \times 10^5 cm^4 = 1.66 \times 10^5 cm^4$$

Il faut vérifier : $I_{Pot} \geq 1.25 \times I_{Pout}$

On vérifie la condition minimale de la RPA :

• **pour des poteaux de $(30 \times 30)cm^2$:**

$$I_{Pot} = \frac{30^4}{12} = 6.75 \times 10^4 cm^4 < 1.66 \times 10^5 cm^4 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

• **pour des poteaux de $(35 \times 35)cm^2$:**

$$I_{Pot} = \frac{35^4}{12} = 1.25 \times 10^5 cm^4 < 1.66 \times 10^5 cm^4 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

• **pour des poteaux de $(35 \times 40)cm^2$:**

$$I_{Pot} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 1.86 \times 10^5 cm^4 > 1.34 \times 10^5 cm^4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Tableau récapitulatif des sections adoptées pour les poteaux**

Le niveau	La section minimale du RPA	La section du poteau adoptée
3, 4 et le 5 ^{ème}	30× 30	30× 30
2 ^{ème}	30× 30	35× 35
1 ^{er}	30× 30	35× 40

✓ **Remarque :**

Donc on opte la section **(35x40) cm²** pour les poteaux du premier niveau et **(35x35) cm²** pour les poteaux du deuxième niveau pour qu'il n'y ait pas un changement brusque de section entre deux niveaux et éviter le chevauchement des armatures.

III.4.5 Vérification des sections adoptées :**III.4.5.1 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)**

❖ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III.

La section la plus petite des poteaux est de 30x30cm² donc la condition est vérifiée.

❖ $\text{min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec : h_e hauteur libre du poteau.

➤ **Poteaux RDC**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{351}{20} = 17.55 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1; h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 17.55 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteaux d'étage courants**

$$\frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1; h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 13.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

➤ **Pour le 3^e et le 5^e niveau :**

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Leftrightarrow 0.25 < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pour le 2^e niveau :**

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Leftrightarrow 0.25 < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pour le 1^{er} niveau :**

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Leftrightarrow 0.25 < \frac{b}{h} = \frac{35}{40} = 0.875 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

III.4.5.2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec : λ : élanement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I: \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \sqrt{\frac{12}{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux du 1^{er} niveau (RDC) (35×40) cm², $L_0 = 3.51 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.28 < 35 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Poteaux du 2^{ème} niveau (35×35) cm², $L_0 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.43 < 35 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Poteaux du 3,4 et 5^{ème} niveau (30×30) cm², $L_0 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.50 < 35 \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

I. Calcul des planchers

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

- Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

I.1 Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm pour les armatures \perp aux poutrelles ;
- 33cm pour les armatures // aux poutrelles.

I.1.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec L_p : entre axes des poutrelles ;

f_e : la nuance de treillis soude.

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

On adoptera pour une section de 6T4 ($A_{\perp} = 0.75 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20cm.

I.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour une section de 6T4 ($A_s=0.75 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20cm

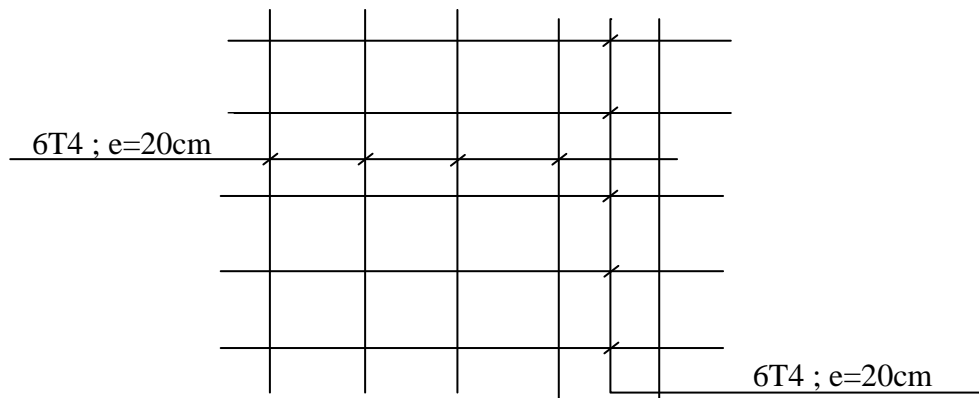


Figure.IV.1 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.

I.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

I.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

❖ ferrailage à l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.50 \text{ kN/ml}$$

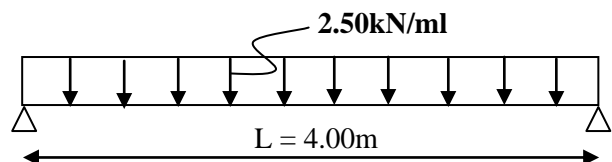


Figure.IV.2 : schéma statique de la poutrelle

➤ Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.50 \times 4.00^2}{8} = 5 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.50 \times 4.00}{2} = 5kN$$

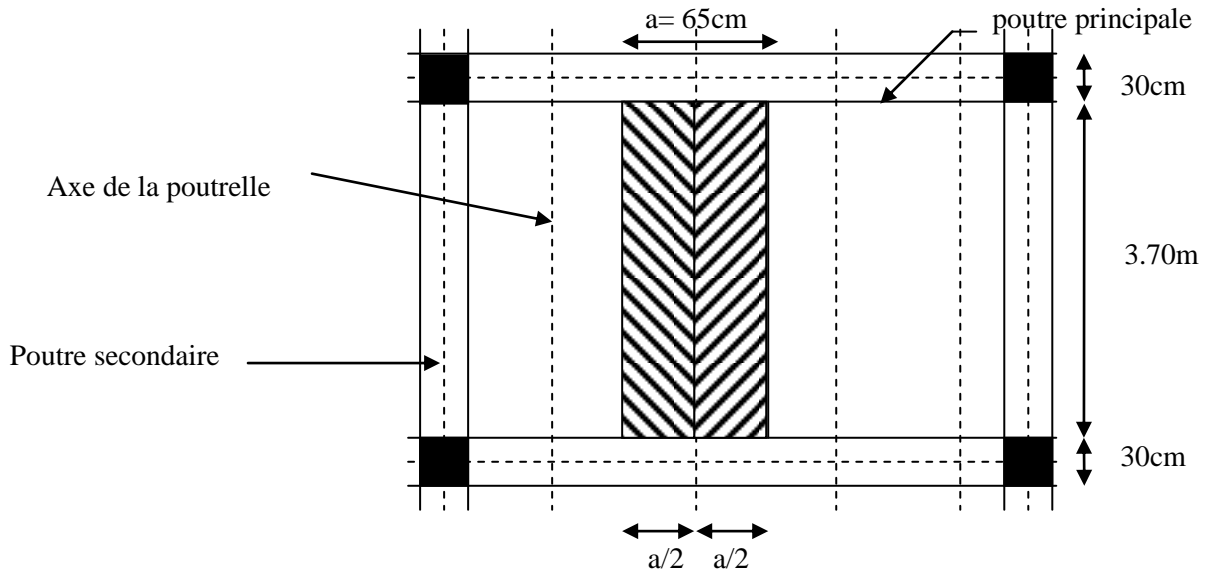


Figure IV-3 : surface revenant aux poutrelles

➤ **Calcul des armatures :**

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

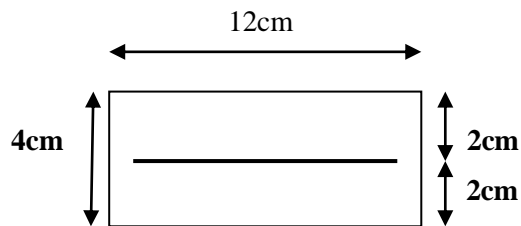


Figure IV-4 : surface revenant aux poutrelles

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 7.34$$

$\mu = 7.34 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ section est doublement armée (SDA).

❖ **Conclusion :**

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

I.2.2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

I.2.2.1 Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16 + 4) = 20\text{cm}$; Hauteur de la poutrelle.

$h_o = 4\text{cm}$; Hauteur de la dalle de compression.

$b_o = 12\text{cm}$; Largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_a}{2}; \frac{L}{10}; 8 \times h_o \right].$$

L_o = Distance entre deux poutrelles

$$L_a = 65 - 12 = 53\text{cm}.$$

L : Largeur de la plus grande travée : $L = 4.00\text{ m}$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left[\frac{53}{2}; \frac{400}{10}; 8 \times 4 \right].$$

$$b_1 \leq \min \{26.5; 40; 32\} \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

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

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

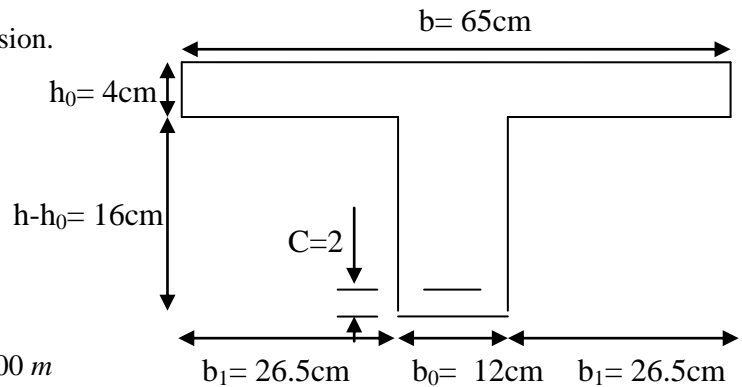


Figure.IV.5 : schéma représentatif de la poutrelle

I.2.2.2 Calcul des charges et surcharges :

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.53 \times 0.65 = 3.59\text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du côté habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975\text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation du côté bureautique : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275\text{ kN/ml}$

I.3 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

❖ La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G; 5\text{kN/m}^2\}$$

- Le côté habitation : $Q = 1.5\text{ kN/m}^2 < 2G = 11.06\text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- Le côté bureautique : $Q = 3.5\text{ kN/m}^2 < 2G = 11.06\text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.

❖ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

➤ Le tableau des rapports des travées :

La travée	L. de la travée	L_i / L_{i+1}	Conclusion
1-2	3.50	0.875	C. vérifiée
2-3	4.00		
2-3	4.00	1.14	C. vérifiée
3-4	3.50		
3-4	3.50	1.00	C. vérifiée
4-5	3.50		
4-5	3.50	0.875	C. vérifiée
5-6	4.00		
5-6	4.00	1.00	C. vérifiée
6-7	4.00		

❖ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

I.3.1 Principe de la méthode :

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

I.3.2 Présentation de la méthode :

- ❖ M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.
- ❖ M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.
- ❖ α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\text{Le coté habitation} \quad \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.53} = 0.213 \quad ; (0 < \alpha < \frac{2}{3})$$

$$\text{Le coté bureautique} \quad \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{3.5+5.53} = 0.387 \quad ; (0 < \alpha < \frac{2}{3})$$

I.4 Calcul à l'ELU :

- Le coté habitation $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.59) + 1.5 (0.975) = 6.309 \text{ kN/ml}$
- Le coté bureautique $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.59) + 1.5 (2.275) = 8.259 \text{ kN/ml}$

❖ Études des poutrelles :

Nous avons à calculer un type de poutrelle à six travées.

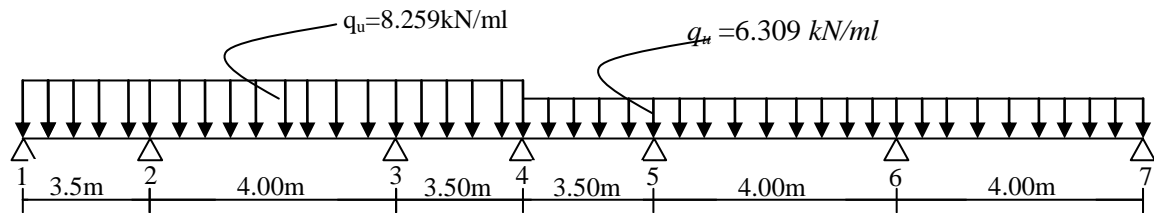


Figure.IV.6 : schéma statique de la poutrelle à six travées

I.4.1 Calcul des moments :

I.4.1.1 Calcul des moments isostatiques :

La travée	La longueur de la travée L(m)	la charge à l'ELU q_u (kN)	le moment isostatique M_0 (kN.m)
1-2	3.50	8.259	12.65
2-3	4.00	8.259	16.52
3-4	3.50	8.259	12.65
4-5	3.50	6.309	9.66
5-6	4.00	6.309	12.62
6-7	4.00	6.309	12.62

Avec: $M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$

I.4.1.2 Calcul des moments sur appuis :

➤ Tableau représentatif des moments sur appuis :

Moments sur appuis en kN .m			
M_{1w}	$0.3 M_0 = 0.00$	M_{1e}	$0.3 M_{01-2} = 3.795$
M_{2w}	$0.5 M_{01-2} = 6.325$	M_{2e}	$0.5 M_{02-3} = 8.260$
M_{3w}	$0.4 M_{02-3} = 6.608$	M_{3e}	$0.4 M_{03-4} = 5.060$
M_{4w}	$0.4 M_{03-4} = 5.060$	M_{4e}	$0.4 M_{04-5} = 3.864$
M_{5w}	$0.4 M_{04-5} = 3.864$	M_{5e}	$0.4 M_{05-6} = 5.047$
M_{6w}	$0.5 M_{05-6} = 6.309$	M_{6e}	$0.5 M_{06-7} = 6.309$
M_{7w}	$0.3 M_{06-7} = 3.785$	M_{7e}	$0.3 M_0 = 0.00$

➤ Tableau récapitulatif des moments sur appuis :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Le moment sur appuis (kN.m)	3.80	8.26	6.60	5.06	5.05	6.31	3.79

I.4.1.3 Calcul des moments en travées :**❖ Calcul des moments en travées de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) \times M_{0A}; 1.05 \times M_{0A} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) \times M_{0A}}{2} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments en travées intermédiaires :

$$\begin{cases} M_t \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) \times M_0; 1.05 \times M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) \times M_0}{2} \end{cases}$$

❖ Calcule des coefficients de la méthode forfaitaire :

Les coefficients des travées de rive								
N° DE LA travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
1-2	3.5	5.53	0.387	1.119	0.659	3.8	8.26	6.03
6-7	1.5	5.53	0.213	1.064	0.632	6.31	3.79	5.05
Les coefficients des travées intermédiaires								
N° de la travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
2-3	3.5	5.53	0.387	1.119	0.559	8.26	6.61	7.44
3-4	3.5	5.53	0.387	1.119	0.559	6.61	5.06	5.84
4-5	1.5	5.53	0.213	1.064	0.532	5.06	5.05	5.06
5-6	1.5	5.53	0.213	1.064	0.532	5.05	6.31	5.68

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

❖ Calcul des moments en travées :

N° de la travée	M_{t1} en kN.m	M_{t2} en kN.m	M_{t3} en kN.m	M_t en kN.m
1-2	8.13	7.26	8.34	8.34
2-3	11.05	9.91	9.23	11.05
3-4	8.32	7.45	7.07	8.32
4-5	5.22	5.09	5.14	5.22
5-6	7.75	7.57	6.71	7.75
6-7	8.38	8.2	7.97	8.38

Avec :

- $M_{t1} = (1+0.3\alpha) \times M_0$

- $M_{t2} = 1.05 \times M_0$

- $M_{i3} = \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$. Dans une travée intermédiaire.
- $M_{i3} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$. Dans une travée de rive.
- $M_i = \max (M_{i1} ; M_{i2} ; M_{i3})$.

I.4.2 Calcul des efforts tranchants :

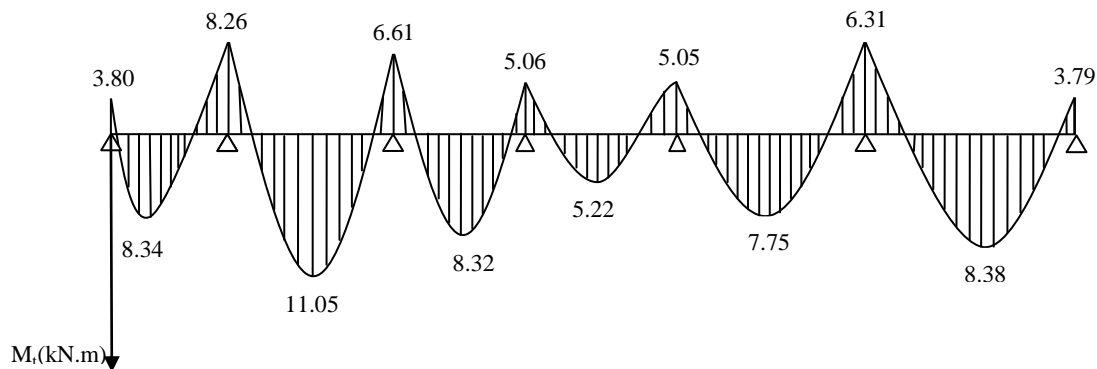
T_w et T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q \times L$$

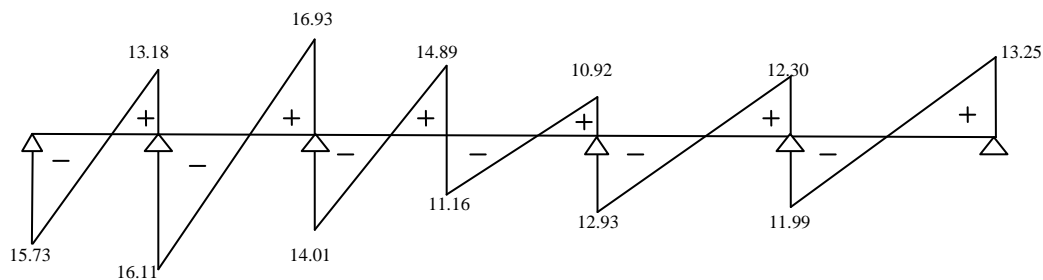
➤ Tableau représentatif des moments efforts aux appuis :

Tableau récapitulatif des efforts tranchants						
Travée	L. de la travée	q_u de la travée	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	3.50	8.259	3.80	8.26	-15.73	13.18
2-3	4.00	8.259	8.26	6.61	-16.11	16.93
3-4	3.50	8.259	6.61	5.06	-14.01	14.89
4-5	3.50	6.309	5.06	5.05	-11.16	10.92
5-6	4.00	6.309	5.05	6.31	-12.93	12.30
6-7	4.00	6.309	6.31	3.79	-11.99	13.25

➤ Diagramme des moments fléchissant :



➤ Diagramme des efforts tranchants :



I.5 Calcul à l'ELS :

❖ Récapitulatif des charge et surcharges:

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.53 \times 0.65 = 3.59 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du coté habitation : $Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation du coté bureautique : $Q = 3.50 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$
- ✚ Le coté habitation $q_s = G + Q = 3.59 + 0.975 = 4.565 \text{ kN/ml}$
- ✚ Le coté bureautique $q_s = G + Q = 3.59 + 2.275 = 5.865 \text{ kN/ml}$

✚ Études des poutrelles :

Nous avons à calculer un type de poutrelle à six travées.

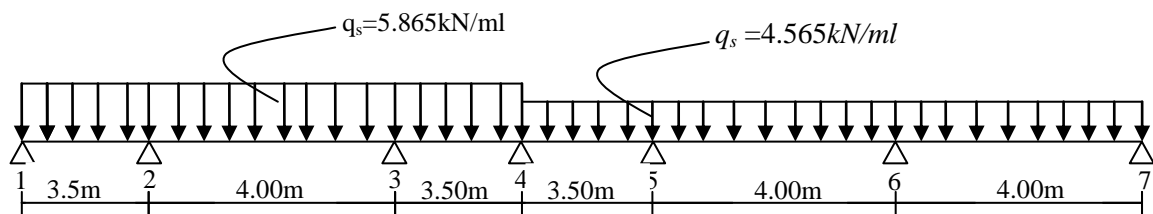


Figure IV.7 : schéma statique de la poutrelle à six travées

I.5.1 Calcul des moments :

I.5.1.1 Calcul des moments isostatiques :

La travée	La longueur de la travée L(m)	la charge à l'ELU q_s (kN)	le moment isostatique M_0 (kN.m)
1-2	3.50	5.865	8.98
2-3	4.00	5.865	11.73
3-4	3.50	5.865	8.98
4-5	3.50	4.565	6.99
5-6	4.00	4.565	9.13
6-7	4.00	4.565	9.13

Avec: $M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8}$

I.5.1.2 Calcul des moments sur appuis :

Moments sur appuis en kN .m			
M_{1w}	$0.3 M_0 = 0.00$	M_{1e}	$0.3 M_{01-2} = 2.69$
M_{2w}	$0.5 M_{01-2} = 4.49$	M_{2e}	$0.5 M_{02-3} = 5.87$
M_{3w}	$0.4 M_{02-3} = 4.69$	M_{3e}	$0.4 M_{03-4} = 3.59$
M_{4w}	$0.4 M_{03-4} = 3.59$	M_{4e}	$0.4 M_{04-5} = 2.80$
M_{5w}	$0.4 M_{04-5} = 2.80$	M_{5e}	$0.4 M_{05-6} = 3.65$
M_{6w}	$0.5 M_{05-6} = 3.65$	M_{6e}	$0.5 M_{06-7} = 4.57$
M_{7w}	$0.3 M_{06-7} = 2.74$	M_{7e}	$0.3 M_0 = 0.00$

➤ Tableau représentatif des moments sur appuis :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Le moment sur appuis (kN.m)	2.69	5.87	4.69	3.59	3.65	4.57	2.74

I.5.1.3 Calcul des moments en travées :

❖ Calcul des moments en travées de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) \times M_{0A}; 1.05 \times M_{0A} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) \times M_{0A}}{2} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments en travées intermédiaires :

$$\begin{cases} M_t \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) \times M_{0B}; 1.05 \times M_{0B} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) \times M_{0B}}{2} \end{cases}$$

❖ Calcul des coefficients de la méthode forfaitaire :

Les coefficients des travées de rive :								
N° DE LA travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
1-2	3.5	5.53	0.387	1.119	0.659	2.99	5.87	6.03
6-7	1.5	5.53	0.213	1.064	0.632	4.57	2.74	5.05
Les coefficients des travées intermédiaires :								
N° de la travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
2-3	3.5	5.53	0.387	1.119	0.559	5.87	4.69	7.44
3-4	3.5	5.53	0.387	1.119	0.559	4.69	3.59	5.84
4-5	1.5	5.53	0.213	1.064	0.532	3.59	3.65	5.06
5-6	1.5	5.53	0.213	1.064	0.532	3.65	4.57	5.68

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

❖ Calcul des moments en travées :

N° de la travée	M_{t1} en kN.m	M_{t2} en kN.m	M_{t3} en kN.m	M_t en kN.m
1-2	5.62	5.00	5.92	5.92
2-3	7.85	7.04	5.65	7.85
3-4	5.91	5.29	5.02	5.91
4-5	3.82	3.72	3.72	3.82
5-6	5.60	5.47	4.86	5.60
6-7	4.67	4.54	5.77	5.77

Avec :

- $M_{t1} = (1+0.3\alpha) \times M_0$.
- $M_{t2} = 1.05 \times M_0$.
- $M_{t3} = \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_{t3} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$ Dans une travée de rive.
- $M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2} ; M_{t3})$

I.5.2 Calcul des efforts tranchants :

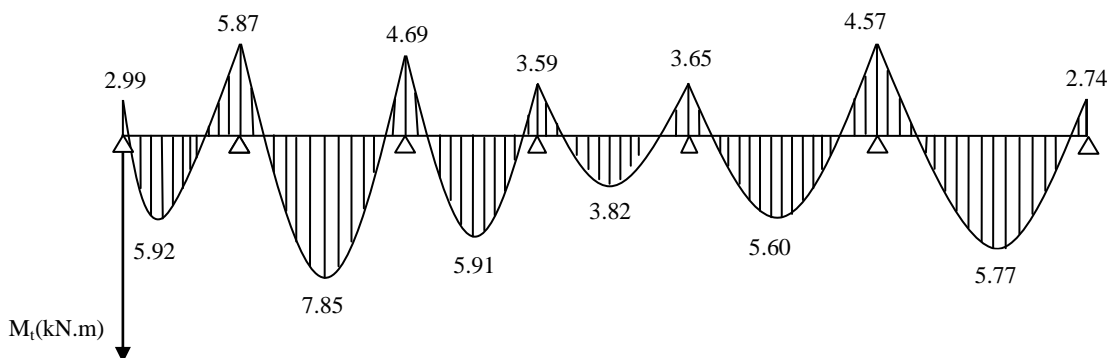
T_w et T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q \times L$$

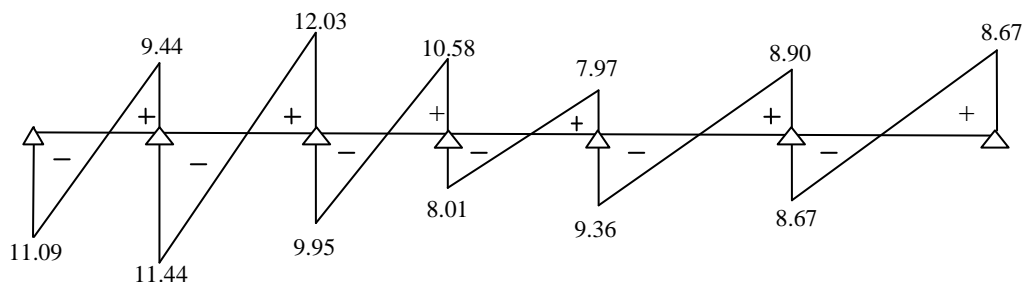
➤ Tableau représentatif des moments efforts aux appuis :

Tableau des efforts tranchants						
Travées	L. de la travée	q. de la travée	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	3.50	5.865	2.99	5.87	-11.09	9.44
2-3	4.00	5.865	5.87	4.69	-11.54	12.03
3-4	3.50	5.865	4.69	3.59	-9.95	10.58
4-5	3.50	4.565	3.59	3.65	-8.01	8.90
5-6	4.00	4.565	3.65	4.57	-5.97	9.59
6-7	4.00	4.565	3.65	2.74	-8.67	9.59

➤ Diagramme des moments fléchissant :



➤ Diagramme des efforts tranchants :



I.6 Ferrailage :

Le ferrailage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis.

I.6.1 Ferrailage du côté bureautique :

❖ **En travée :** $M_t^{max} = 11.05 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$M_t < M_t^{max} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.05 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42}$$

$$\mu_b = 0.037 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{11.05 \times 10^2}{0.967 \times 18 \times 34.8} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 3HA10 = 2.35 cm²

❖ **Aux appuis :** $M_a^{max} = 8.26 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.26 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{8.26 \times 10^2}{0.986 \times 18 \times 34.8} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons: 1HA14 = 1.54 cm²

❖ **Armatures transversales :**

(Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\max} \right\}.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 0.5 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0.5^2}{4} = 0.39 \text{ cm}^2 ; \text{ Donc } A_t = 2\text{HA5} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :** (Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40\text{cm}) = (16.2 ; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

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

➤ **Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}; \frac{0.39 \times 235}{12 \times 15} = 0.51 > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

I.6.2 Vérification à l'ELU :

I.6.2.1 Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1. 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (la fissuration est peu nuisible).

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16.93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

I.6.2.2 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée:** $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

I.6.2.3 Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art 6.1. 3/BAEL 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.93 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 + 3.14} = 1.11 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à hautes adhérence.

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

Donc : $\tau_{se} = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

I.6.2.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0.9 \times d$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2.5}{1.5} = 129.6 \text{ kN}$$

- **Appuis de rives :** $T_{\max} = 15.73 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Appuis intermédiaires :** $T_{\max} = 16.93 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

I.6.2.5 Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

On adoptera $L=20 \text{ cm}$

I.6.3 Vérification à l'ELS :

❖ **Moments fléchissant max:**

- **En travée :** $M_t^{\max} = 7.85 \text{ kN.m}$
- **Sur appuis :** $M_a^{\max} = 5.87 \text{ kN.m}$
- **Efforts tranchants max :** $T_{\max} = 12.03 \text{ kN}$

I.6.3.1 Vérification de l'état limite de compression de béton :

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

❖ **En travée :**

- **La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$K_1 = 19.81 ; \beta_1 = 0.856$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7.85 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 216.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{216.8}{19.81} = 10.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

- La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.713$$

$$K_1 = 25.78 \quad ; \quad \beta_1 = 0.877$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.87 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.54} = 241.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241.46}{25.78} = 9.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

I.6.3.2 Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

I.6.3.3 Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{24}{400} = 0.05 > \frac{7.85}{15 \times 16.52} = 0.032 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues.

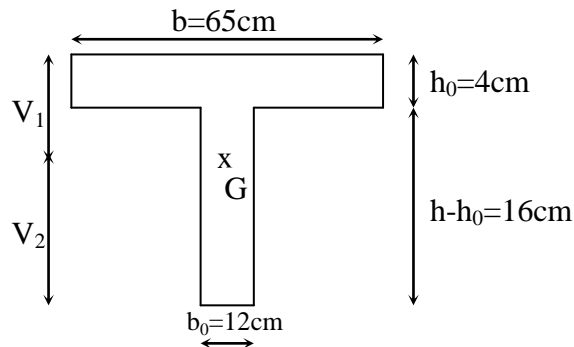
❖ **Remarque :**

La troisième condition n'étant pas vérifiée, il faut donc procéder au calcul de la flèche.

I.7 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_f^v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^i} < \frac{L}{500}$$



Avec :

E_v : Module de déformation différée.

E_i : Module de déformation instantanée.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3.74$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 348 + 2.1} = 0.8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.5$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 3.74 \times 0.8} = 5511.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.5 \times 0.8} = 10001.62 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\Rightarrow f_i = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 5511.91} = 0.55 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 10001.62} = 0.91 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section des aciers de : 3HA10=2.35cm² à 3HA12= 3.39 cm²

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = B + 15 \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A \\ = (12 \times 20) + (65 - 12) \times (4 + 15) \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + 2 \times \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times h_0 \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2 = 22647.84 \text{ cm}^4$$

Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2.62$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.048$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} = 0.92$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 22647.84}{1 + 2.62 \times 0.92} = 7305 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 22647.84}{1 + 1.048 \times 0.92} = 12683.6 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 7305} = 0.42 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 12683.6} = 0.72 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux : (Art E1.3/BAEL99 Modifiées 99)

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

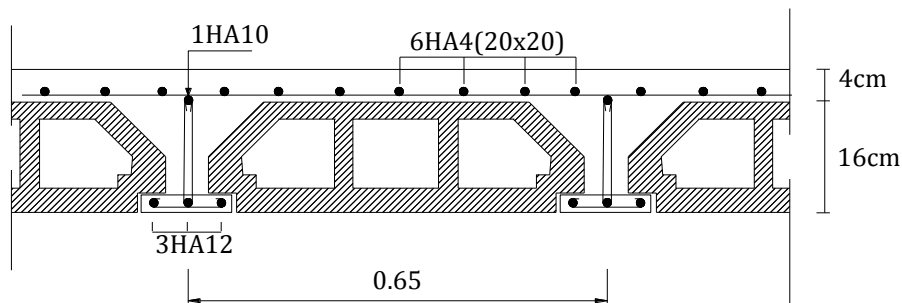
- $\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

AN :

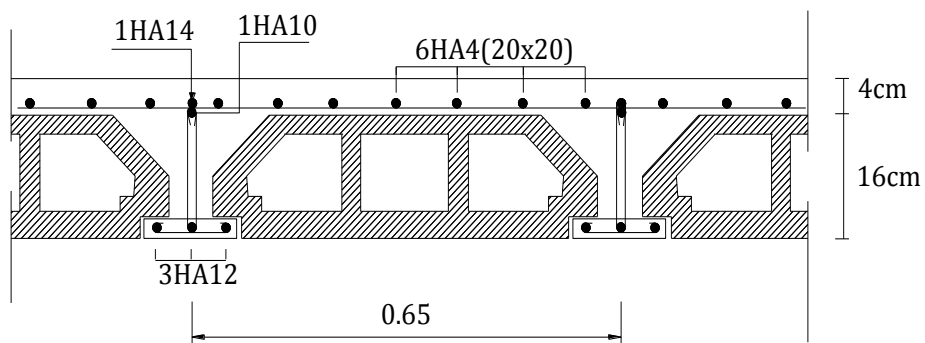
1- Sur appuis de rive : $L_1 = \frac{L_{\max}}{4} = \frac{3.50}{4} = 87.5cm \Rightarrow L_1 = 90cm.$

2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{\max}}{5} = \frac{400}{5} = 80cm \Rightarrow L_2 = 80cm$

❖ Ferrailage des poutrelles en travée:



❖ Ferrailage des poutrelles aux appuis:



I.8 ferrailage du côté habitation :

❖ **En travée :** $M_t^{max} = 8.38 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$M_t > M_t^{max} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.38 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{8.38 \times 10^2}{0.986 \times 18 \times 34.8} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 2HA10 = 1.57 cm

❖ **Aux appuis :** $M_a^{max} = 6.31 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.31 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.021 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.31 \times 10^2}{0.989 \times 18 \times 34.8} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons: 1HA12 = 1.13 cm²

❖ **Armatures transversales :**

(Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\max} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 0.5 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0.5^2}{4} = 0.39 \text{ cm}^2, \text{ Donc } A_t = 2\text{HA5} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

(Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

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

➤ Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 MPa; \frac{0.39 \times 235}{12 \times 15} = 0.51 > 0.4 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

I.8.1 Vérification à l'ELU :

I.8.1.1 Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1. 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ la fissuration est peu nuisible.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.25 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.61 MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) = 3.33 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

I.8.1.2 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ En travée: $A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

❖ Aux appuis : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

I.8.1.3 Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art 6.1. 3/BAEL 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 10 \times 3.14} = 1.3 MPa$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à hautes adhérence

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

Donc : $\tau_{se} = 0.65 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

I.8.1.4 Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0.9 \times d$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2.5}{1.5} = 129.6 \text{ kN}$$

➤ Appuis de rives : $T_{max} = 13.25 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Appuis intermédiaires : $T_{max} = 12.93 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

I.8.1.5 Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

On adoptera $L=17 \text{ cm}$

I.8.2 Vérification à L'ELS:

❖ Moments fléchissant max:

➤ En travée : $M_t^{\max} = 5.77 \text{ kN.m}$

➤ Sur appuis : $M_a^{\max} = 4.57 \text{ kN.m}$

❖ Efforts tranchants max : $T_{max} = 8.90 \text{ kN}$

I.8.2.1 vérification de l'état limite de compression de béton :

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

❖ En travée :

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$K_1 = 25.51 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.77 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 233.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.08}{25.51} = 9.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$K_1 = 31.12 \quad ; \quad \beta_1 = 0.891$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4.57 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 1.13} = 252.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{252.17}{31.12} = 8.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

I.8.2.2 Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

I.8.2.3 Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{5.77}{15 \times 10.160} = 0.038 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} \geq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0072 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues

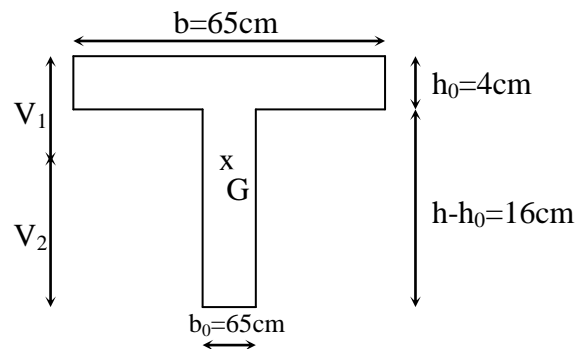
❖ **Remarque :**

La troisième condition n'étant pas vérifiée, il faut donc procéder au calcul de la flèche.

I.9 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_f^v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^i} < \frac{L}{500}$$

Avec : E_v : Module de déformation différée. E_i : Module de déformation instantanée**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.57 = 475.55 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18 = 3247.90 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3247.90}{475.55} = 6.83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.83 = 13.17 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (6.83^3 + 13.17^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (6.83 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1.57 \times (13.17 - 2)^2$$

$$I_0 = 18578.44 \text{ cm}^4$$

Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0073 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 5.65$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2.26$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0073 \times 348 + 2.1} = 0.70$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 18578.44}{1 + 5.65 \times 0.7} = 4124.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 18578.44}{1 + 2.26 \times 0.7} = 7914.90 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\Rightarrow f_i = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 4124.38} = 0.69 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 7914.90} = 1.08 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on augmente la section des aciers de : 2HA10=1.57cm² à 2HA10+1HA12=2.70 cm²

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = B + 15 \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A \\ = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.70 = 492.50 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.70 \times 18 = 3553 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3553}{492.50} = 7.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.21 = 12.79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.21^3 + 12.79^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.21 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.70 \times (12.79 - 2)^2 = 45274.29 \text{ cm}^4$$

Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.70}{12 \times 18} = 0.0125$$

Calcul des coefficients μ et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0125 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3.30$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.32$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 348 + 2.1} = 0.19$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 45274.29}{1 + 3.30 \times 0.19} = 30609.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 45274.29}{1 + 1.32 \times 0.19} = 39815.89 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 30609.54} = 0.094 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 39815.89} = 0.21 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux : (Art E1,3/BAEL99 Modifiées 99)**

Les travées successives de la poutrelle sont dans rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

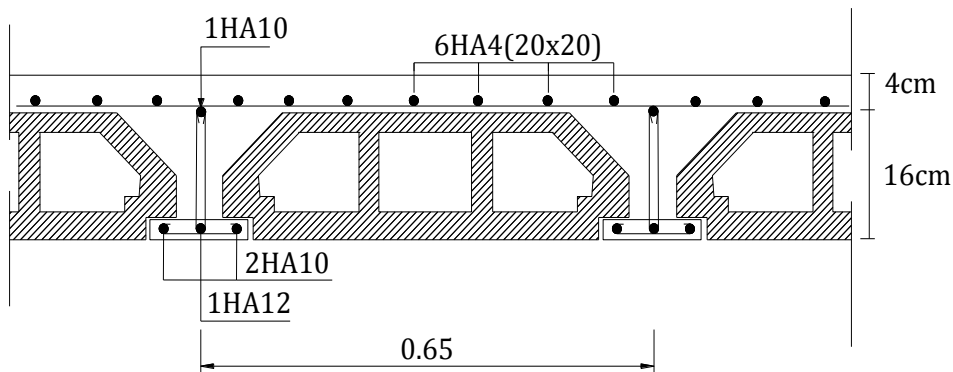
- $\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

AN :

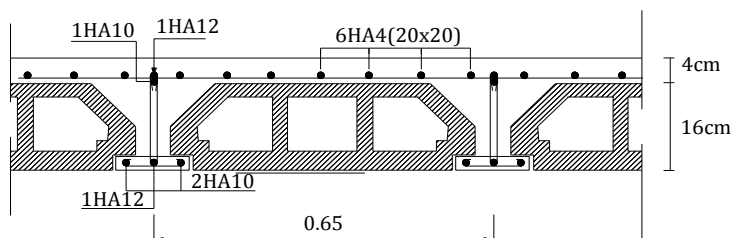
1- Sur appuis de rive : $L_1 = \frac{L_{\max}}{4} = \frac{400}{4} = 100\text{cm} \Rightarrow L_1 = 100\text{cm}$

2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{\max}}{5} = \frac{400}{5} = 80\text{cm} \Rightarrow L_2 = 80\text{cm}$

❖ Ferrailage des poutrelles en travée:



❖ Ferrailage des poutrelles aux appuis:



II. Calcul des balcons :

Le balcon est en dalle pleine encastrée au niveau de la poutre de rive. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \text{Avec: } L : \text{largeur du balcon.}$$

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

II.1. Charges et surcharges :**II.1.1. Charges permanentes :**

➤ **Tableau représentatif des différentes charges surfacique des différents éléments constituant la dalle pleine (balcon):**

N°	désignation	Epaisseur	ρ [kN/m ²]	G [kN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0.02	18	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	dalle en béton arme	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	22	0.33
total				5.32

II.1.2. Poids propre du garde corps(en brique) :

N°	désignation	Epaisseur (m)	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Mortier de ciment	2x (0.02)	18	0.72
2	Brique creuse	0.10	/	0.90
Total				1.62

II.1.3. Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du balcon : $Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

II.2. combinaison des charges :**II.2.1. A L'ELU :**

$$q_{u1} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$= 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 3.5 \Rightarrow q_{u1} = 12.43 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35g = 1.35 \times 1.62 \Rightarrow q_{u2} = 2.19 \text{ kN/ml}$$

II.2.2. A L'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 5.32 + 3.5 \Rightarrow q_{s1} = 8.82 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G = 1.62 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_{s2} = 1.62 \text{ kN/ml}$$

II.3. Ferrailage:

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

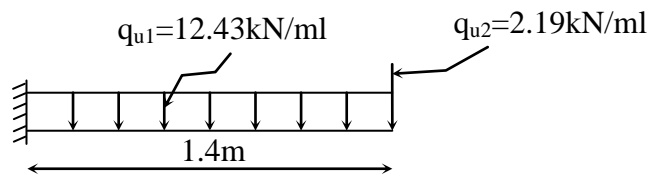
**II.3.1. calcul à l'E.L.U :**

Figure IV- 8 : Schéma statique du balcon

II.3.1.1. Moment fléchissant :

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12.43 \times 1.4^2}{2} + 2.19 \times 1.4 \Rightarrow M_u = 15.25 \text{ kN.m}$$

II.3.1.2. Effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.43 \times 1.4 + 2.19 \Rightarrow T_u = 19.59 \text{ kN}$$

II.3.1.3. Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.25 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 1.42} = 0.074$$

$$\mu_u = 0.074 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_u = 0.074 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{15.25 \times 10^2}{0.962 \times 12 \times 34.8} = 3.79 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA12 = 5.65 cm²

Avec un espacement de: S_{t1} = 25cm

II.3.1.4. Armatures de répartition :

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

Nous adopterons : 4HA8 = 2.01 cm²

Avec un espacement de: S_{t2} = 33cm

II.3.2. Vérification à l'ELU :

II.3.2.1. Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc : A_s = 5.65 cm² > A_{min} = 1.45 cm² ⇒ condition vérifiée

II.3.2.2. Ecartement des barres :

Armatures principales :

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

S_{t1} = 25 cm < 33 cm ⇒ **condition vérifiée**

Armatures de répartition :

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

S_{t2} = 33 cm < 45 cm ⇒ **condition vérifiée**

II.3.2.3. Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{19.59 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.163 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.10 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min\{2.5; 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u = 0.163 MPa < τ̄_u = 2.5 MPa ⇒ condition vérifiée

II.3.2.4. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{19.59 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.40} = 0.96 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.3.3. Vérification à l'E.L.S :**II.3.3.1. Moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{8.82 \times 1.4^2}{2} + 1.62 \times 1.40 \Rightarrow M_s = 10.91 \text{ kN.m}$$

II.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471$$

$$\rho_1 = 0.471 \Rightarrow \beta = 0.896 \Rightarrow K_1 = 33.12$$

a- Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10.91 \times 10^3}{0.896 \times 12 \times 5.65} = 179.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \text{ MPa} \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 179.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y ; I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 \quad \text{avec « n » est le coefficient d'équivalence}$$

Calcul de y :

$$b_0 \times \frac{y^2}{2} - n \times A_s \times (d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 5.65 \times (12 - y) \times 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 84.75y - 1017 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 458.89 \Rightarrow y = 5.44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 5.44^3}{3} + 15 \times 5.65 \Rightarrow I = 9013.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.91 \times 10^6}{90134000} \times 56.5 = 6.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 6.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.3.3.3. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{10.91 \times 10^6}{90134000} \times (120 - 56.5) = 115.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 115.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.4. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$1- \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

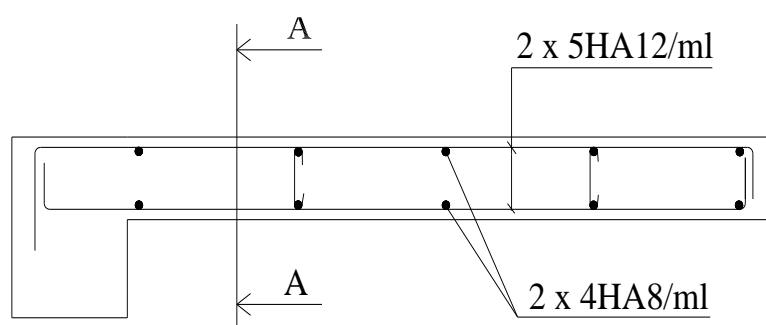
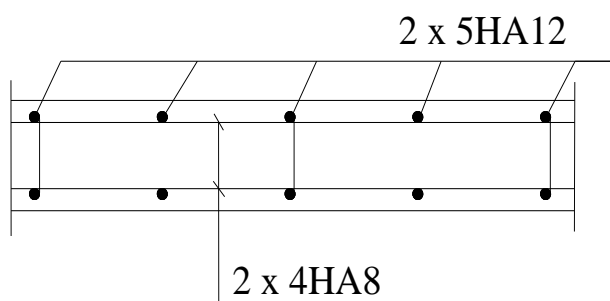
$$2- \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \text{Avec : } M_t = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{8.82 \times 1.4^2}{2} = 8.64 \text{ kN.m}$$

$$\frac{15}{140} = 0.107 > \frac{8.64}{10 \times 8.64} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.0032 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche

II.5. Plan de ferrailage du balcon :**COUPE A-A**

III. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher et est soumis à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1\text{kN/ml}$) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

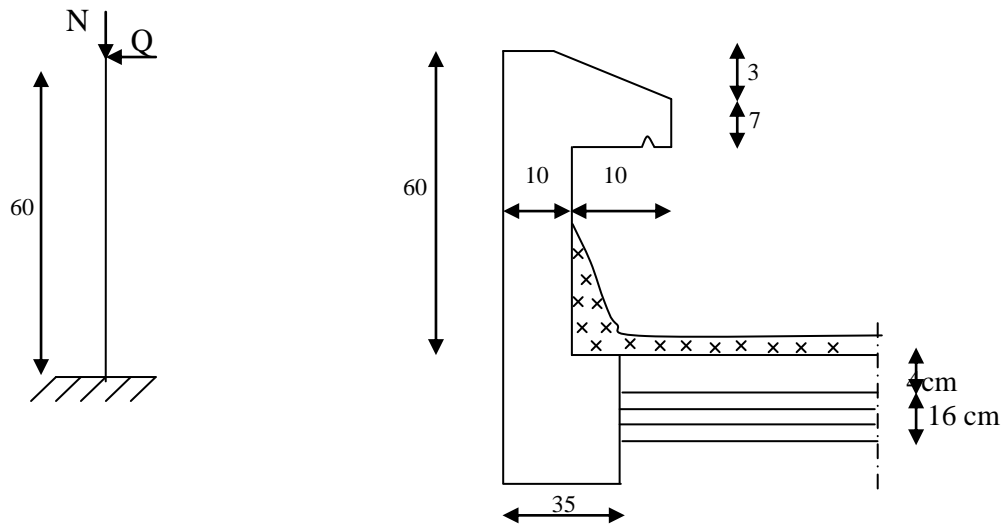


Figure IV.9 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1 Calcul des sollicitations :

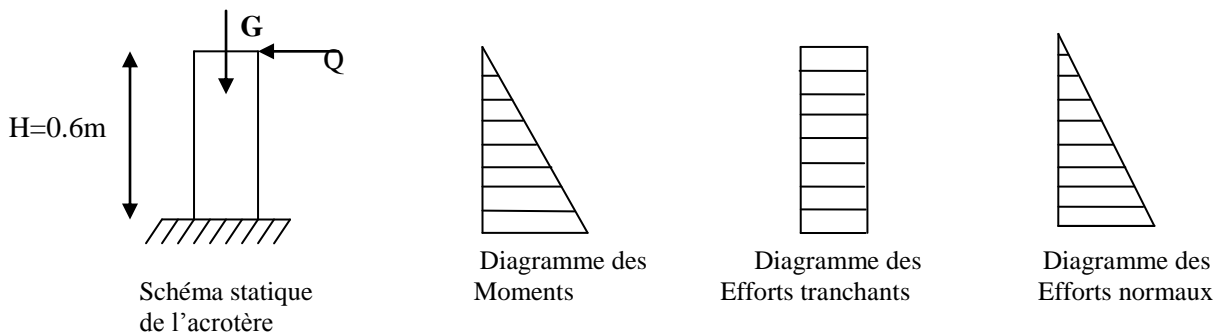


Figure IV-10 : Schéma statique et les diagrammes des efforts internes de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1m = 25 [(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)]$$

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

Avec :

ρ : masse volumique de béton.

S : section transversale de l'acrotère.

- Poussée latérale :

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

- Moment de renversement :

$$M_r = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

III.2. Combinaison de charges:

III.2.1 L'ELU : $1.53G + 1.5Q$

❖ **L'effort normal :**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.712 \Rightarrow N_u = 2.31 \text{ kN/ml}$$

❖ **Moment de flexion:**

$$M_u = 1.5 \times M_r = 1.5 \times 0.6 = \Rightarrow M_u = 0.9 \text{ kN.m}$$

❖ **L'effort tranchant :**

$$T_Q = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = \Rightarrow T_Q = 1.5 \text{ kN}$$

III.2.2 L'ELS: $G + Q$

❖ **L'effort normal :** $N_s = G = 1.712 \text{ kN}$

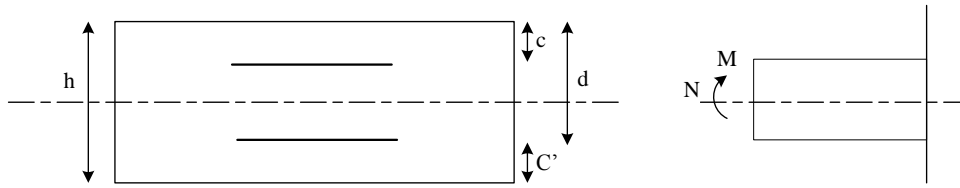
❖ **Moment de flexion:** $M_s = M_r = 0.6 \text{ kN.m}$

❖ **L'effort tranchant :** $T_Q = 1 \text{ kN}$

III.3 Calcul des armatures :

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$, soumise à un moment fléchissant et un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée.

$h = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

III.3.1 Calcul à L'ELU :

h : Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$N_u = 2.31 \text{ kN/ml} ; M_u = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m}$$

Donc : $0.39 > 0.03 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée (SPC). Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis elle se ramène à la flexion composée.

❖ Moment fictif (Flexion simple) :

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.39 + 0.03 = 0.42 \text{ m}$$

$$M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1.42} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.011 \Leftrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^2}{0.994 \times 8 \times 34.8} = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures réelles (Flexion composée) :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.31}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.3.2 Les vérifications à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_u - 0.455 \times d}{e_u - 0.185 \times d} \right] \\ &= 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{39 - 0.455 \times 8}{39 - 0.185 \times 8} \right] = 0.91 \text{ cm}^2 \\ A_u &= 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on adopte la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2.51 cm² ; avec : s_t = 25 cm

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² ; avec : s_t = 33 cm.

❖ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 Art a.5.1.211)**

La fissuration est préjudiciable :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 8 \times 100}{1.5} = 480 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 1.5 \text{ kN} < 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 125.6} = 1.66 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Encrage des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 15 \text{ cm}$

❖ Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91)

$$\text{- Armatures principales : } S_{\max} = 25 \text{ cm} \langle \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

=>Condition vérifiée.

$$\text{- Armature de répartition : } S_{\max} = 30 \text{ cm} \langle \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = \min \{40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

=>Condition vérifiée.

III.3.3 Calcul à L'ELS :

$$M_s = 0.6 \text{ kN.m}, \quad N_s = 1.712 \text{ kN/ml.}$$

Les armatures adoptées à L'ELU sont **5HA8 = 2.51 cm²**

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELS:

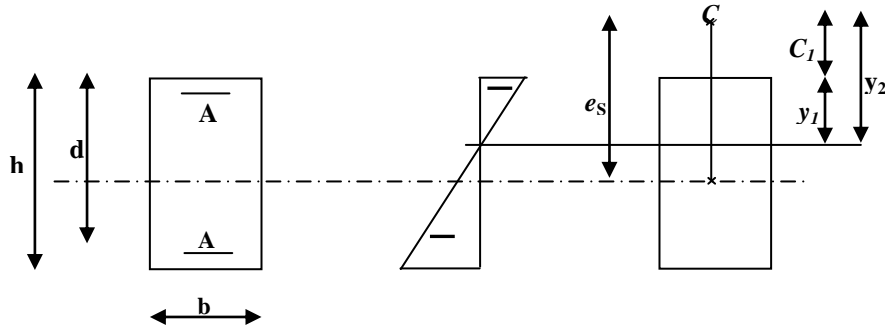
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.3505m = 35.05cm$$

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

$$e_s = 35.05cm > 3cm$$

Le centre de pression « C » est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + Py_2 - q = 0$$



-Figure. IV.11 : Schéma représentatif du centre de pression-

y_2 : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

P, q : Coefficient données par les différentes sections.

y_1 : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35.05 = -30.05cm$$

Pour notre cas $C_1 < 0$

❖ Calcul des coefficients P et q :

$$P = -3 \times (C_1)^2 - \frac{90 \times A'_u}{b} \times (C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b} \times (d - C_1)$$

$$P = -3 \times (-30.05)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 30.05) = -2623.05cm^2$$

$$q = -2 \times (C_1)^3 - \frac{90 \times A'_u}{b} \times (C_1 - C')^2 - \frac{90 \times A_u}{b} \times (d - C_1)^2$$

$$q = -2 \times (-30.05)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 30.05)^2 = 50999.86cm^3$$

$$y_2^3 - 2623.05y_2 + 50999.86 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times P^3}{27} = (50999.86)^2 + \frac{(-2623.05)^3 \times 4}{27} = -7.27 \times 10^7$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines.

➤ **Calcul de α :**

$$\cos \alpha = \frac{3 \times q}{2 \times P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 50999.86}{2 \times (-2623.05)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2623.05}} = -0.986$$

$$\Rightarrow \alpha = 170^\circ.40$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2623.05}{3}} = 59.14$$

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 59.14 \cos\left(\frac{170.40}{3}\right) = 32.38$$

$$\Rightarrow y_2^1 = 32.38$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 59.14 \cos\left(\frac{170.40}{3} + 120\right) = -59.05$$

$$\Rightarrow y_2^2 = -59.05$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 59.14 \cos\left(\frac{170.40}{3} + 240\right) = 26.66$$

$$\Rightarrow y_2^3 = 26.66$$

$$0 < y_1 = y_2 - c_1 < h$$

$$y_2 = 32.38 \text{ cm}$$

Soit : $0 < y_1 < h$

$$y_1 = y_2 + C_1 = 32.38 - 30.05 = 2.33 \text{ cm.}$$

III.3.4 Les Vérifications à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

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

$$\begin{aligned} S &= \frac{b \times y_1^2}{2} + 15 \times [A'_u \times (y_1 - C') + A_u \times (d - y_1)] \\ &= \frac{100 \times (2.33)^2}{2} + 15 \times [-2.51 \times (8 - 2.33)] = 57.97 \text{ cm}^3 \\ &\Rightarrow S = 57.97 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$K = \frac{N_s}{S} = \frac{1.712}{57.97} = 0.030 \text{ kN/cm}^3$$

$$\Rightarrow K = 0.030 \text{ kN/cm}^3$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.030 \times 2.33 \times 10 = 0.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.030 \times (8 - 2.33) \times 10 = 25.52 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s = 25.52 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable:

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times f_e, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \} ; \quad n=1.6 \text{ pour une barre HA.}$$

$$= \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa.} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 25.52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Conclusion :

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

❖ Vérification de l'acrotère au séisme : (R.P.A 99 : Article 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques horizontale suivant la formule :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone III, groupe 2

$$\Rightarrow A = 0.25 \quad (\text{RPA 99, tableau 4 -1 page 38}).$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

w_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1.712 kN.

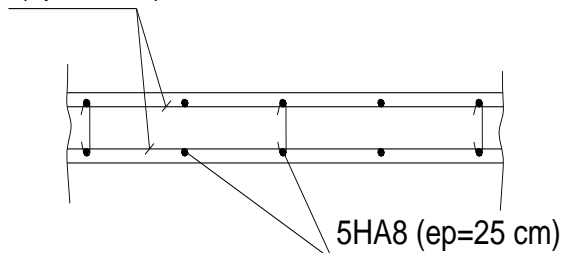
On prend : $C_p = 0.5$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.5 \times 1.712 = 0.856 \text{ kN} < 1 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Ferrailage de l'acrotère.

Ferrailage de l'acrotère

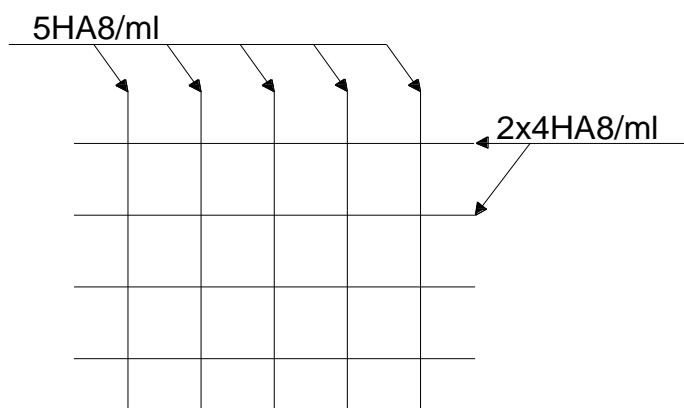
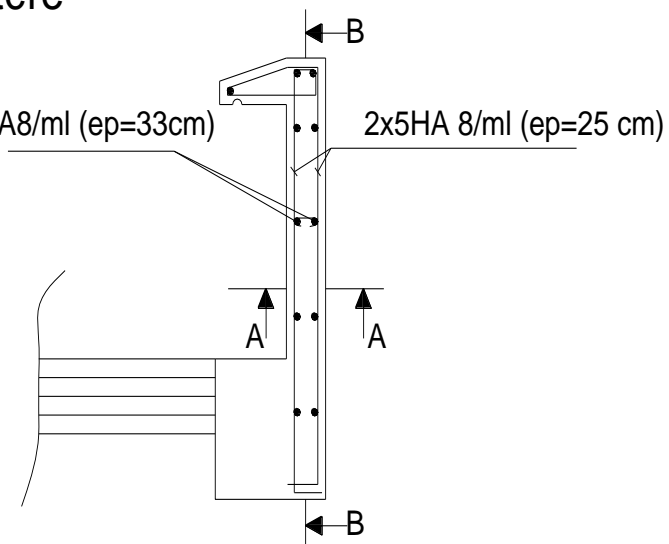
2x4HA8 (ep=33 cm)



Coupe A-A

4HA8/ml (ep=33cm)

2x5HA 8/ml (ep=25 cm)



Coupe B-B

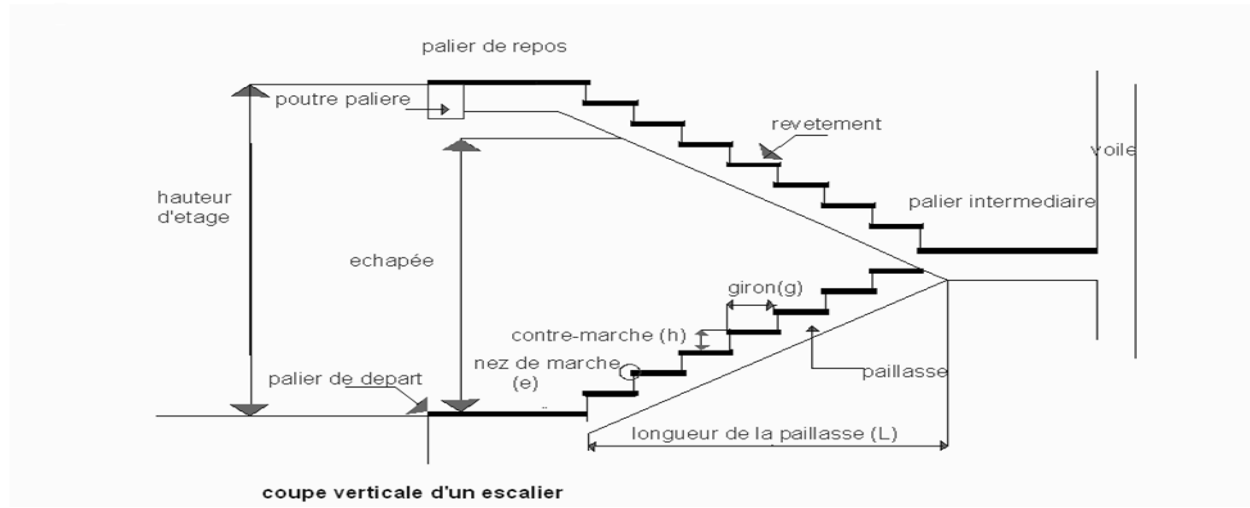
IV. Calcul des escaliers :

IV.1. Définition :

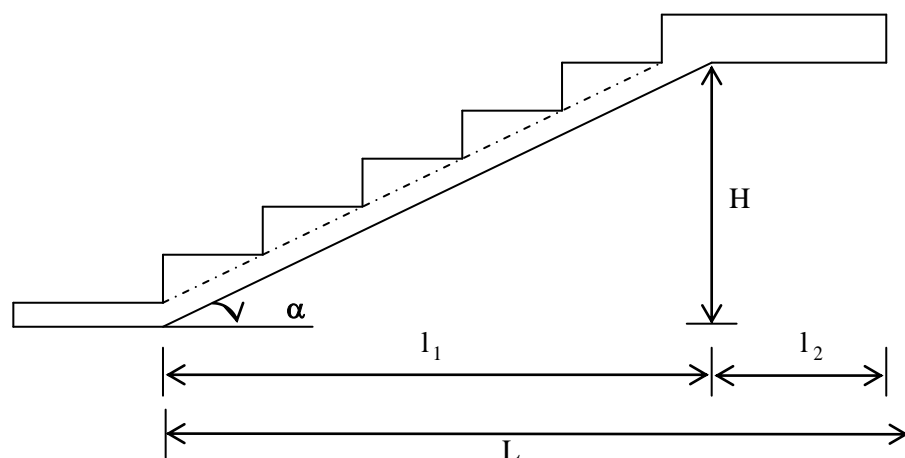
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

IV .1.1 Terminologie :



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



IV.2 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1.50 à 2 m, les escaliers de service : 0.70 à 0.90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n' immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

IV.2.1 Pré-dimensionnement de l'escalier d'étage courant :

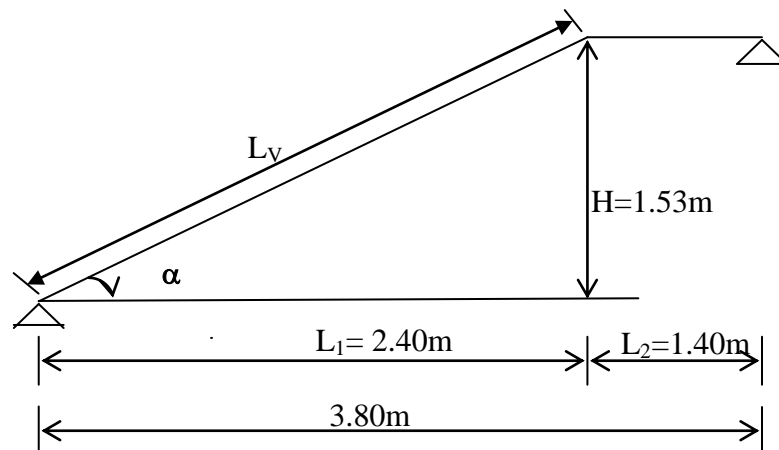


Figure IV.12 : Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{et} \quad 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

L'emmarchement doit être $\geq 1.20 \text{ m}$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

- **Application :**

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

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

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{L'emmarchement est de } 1.20 \text{ m} \geq 1.20\text{m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.40 \geq 1.10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ses deux appuis et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_v = \frac{240}{\cos \alpha} + 140 = 424.63 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{424.63}{30} \leq e_p \leq \frac{424.63}{20}$$

$$14.15 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.23 \text{ cm}$$

on opte pour : $e_p = 18 \text{ cm}$

IV.3 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

IV. 3.1 Charges permanentes et surcharges :

IV.3.1.1 Charges permanentes :

➤ Paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(32^\circ.52)} = 5.34 \text{ kN/ml}$
- Poids la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1m = 2.13 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{PAIL}} = 5.34 + 2.13 = 7.47 \text{ kN/ml}$$

➤ Tableau des charges permanentes des revêtements de la paillasse :

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
5	Poids du garde du corps +enduit	/	/	1.3
total				2.48

➤ Poids propre total de la paillasse :

$$G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{PAIL}} + G_{\text{REVT PAIL}} = 7.47 + 2.48 = 9.95 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 9.95 \text{ kN/ml}$$

❖ Palier :

➤ Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1\text{m} = 4.5\text{kN/ml}$

➤ Poids propre des revêtements du palier :

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
5	Enduit de plâtre	0.02	20	0.04
total				1.58

➤ Poids propre total du palier :

$$G_{\text{PAIL}} = 4.5 + 1.58 = 6.08 \text{ kN/ml}$$

IV.3.1.2 Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier ;

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

IV.3.2 Combinaison des charges

IV.3.2.1 Etat limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.95 + 1.5 \times 2.5 = 17.18 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.08 + 1.5 \times 2.5 = 11.96 \text{ kN/ml}$$

IV.3.2.2 Etat limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 9.95 + 2.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6.08 + 2.5 = 8.58 \text{ kN/ml}$$

IV.3.3 Efforts internes :

IV.3.3.1 Etat limite ultime :

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 57.98\text{kN}$$

$$R_A = 31.30 \text{ kN}$$

$$R_B = 26.68\text{kN}$$

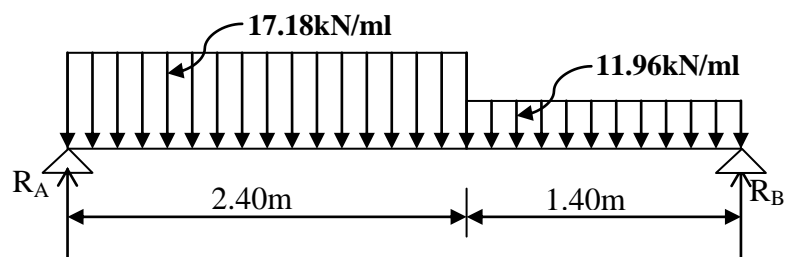


Figure IV.13 : Schéma statique de la répartition des charges

❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -17.18x + 31.30$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = +31.30 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -9.94 \text{ kN} \end{cases}$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -17.18 \frac{x^2}{2} + 31.30x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \Rightarrow M_z = 25.63 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment maximum en travée :

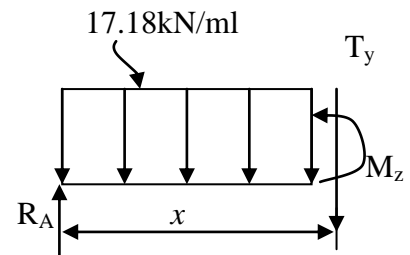
- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow -17.18x + 31.30 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{31.30}{17.18} = 1.821\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 1.82\text{m}$.

Donc : $M_z^{max} = 28.51 \text{ kN.m}$

➤ 2^{ème} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 1.30\text{m}$:

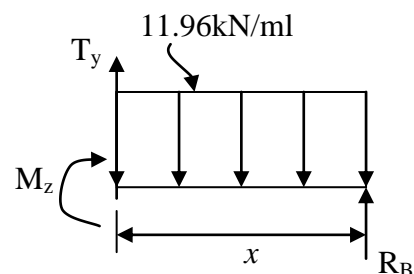
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 11.96x - 26.68$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = -26.68 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -9.94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -11.96 \frac{x^2}{2} + 26.68x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0.00\text{kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} \Rightarrow M_z = 25.63 \text{ kN.m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

➤ Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -8.55 \text{ kN.m}$

➤ En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 24.23 \text{ kN.m}$

❖ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

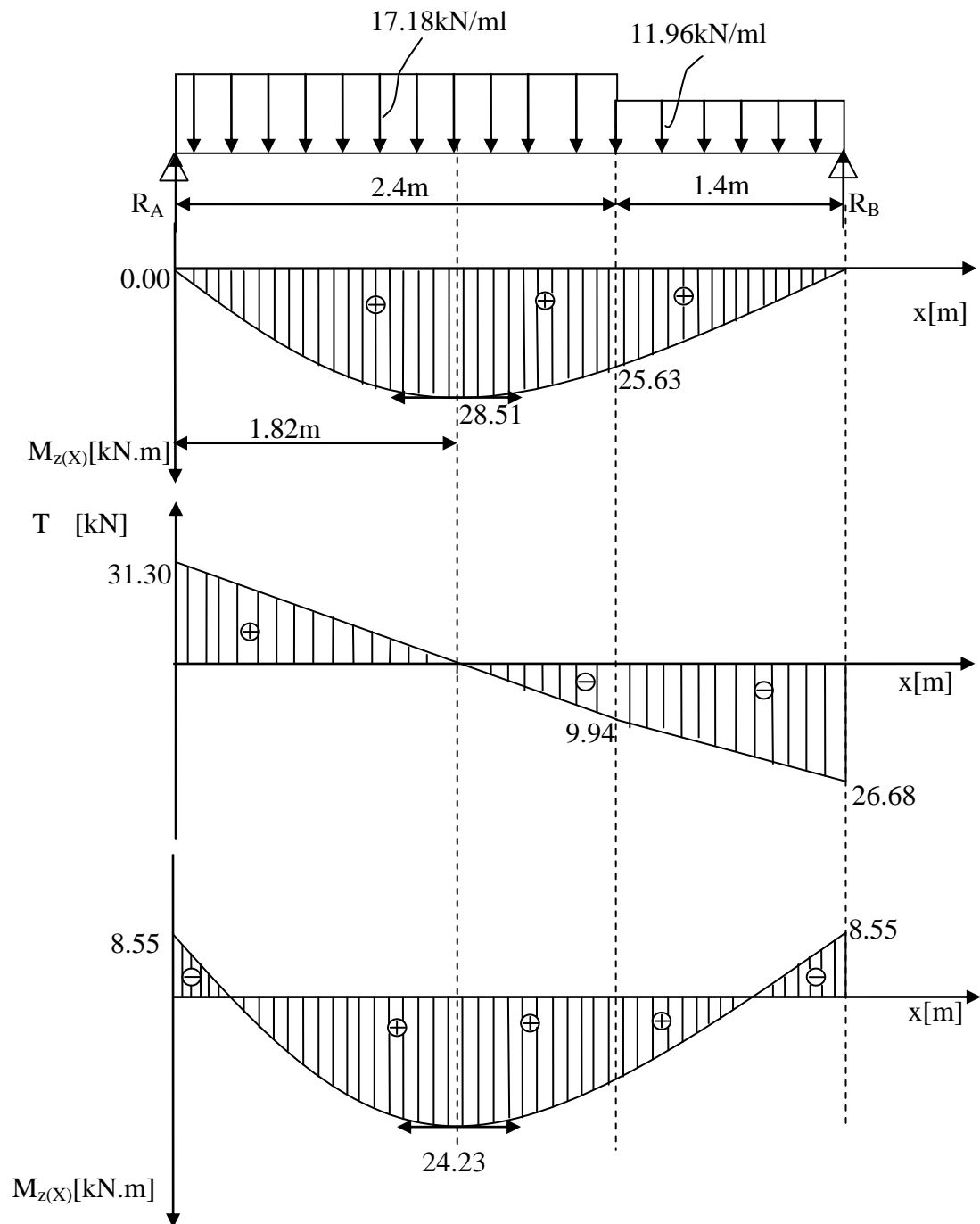
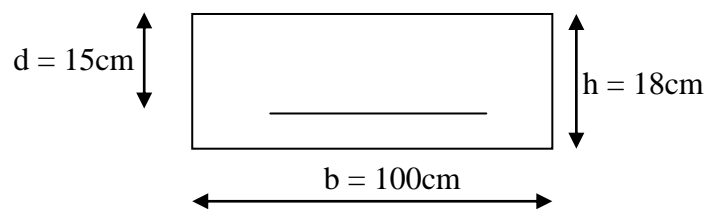


Figure. IV.14: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

❖ Calcul des armatures:

➤ Aux appuis :

$$M_u = 8.55 \text{ kN.m}$$



❖ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.55 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.024 \Rightarrow \beta_u = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.55 \times 10^3}{0.988 \times 16 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition**

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

On opte pour 5HA10/ml ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travées :**

$$M_t = 24.23 \text{ kN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.23 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.067 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.067 \Rightarrow \beta_u = 0.966$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24.23 \times 10^3}{0.966 \times 16 \times 348} = 4.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

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

On opte pour 5HA10/ml ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.3.3.2 Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.93\text{cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- En travées : $A_t = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.93\text{cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **Espacement des barres :**

- Armatures principales :

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$
- $$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$
- $$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 31.30\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \times d} = \frac{31.30 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.20\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.30 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.14\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.14\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des armatures aux appuis :**

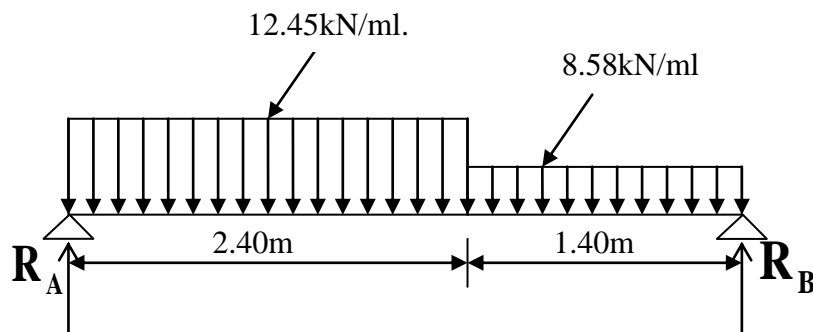
$$L_s = \frac{\phi \times f_s}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0.4 = 42.33 \times 0.4 = 16.93 \text{ cm}$$

On opte pour un encre de 15cm ($L_c=15\text{cm}$)

IV.3.3.3 Etat limite de service :**- Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 41.89 \text{ kN}$$

$$R_A = 22.69 \text{ kN}$$

$$R_B = 19.20 \text{ kN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**➤ **1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

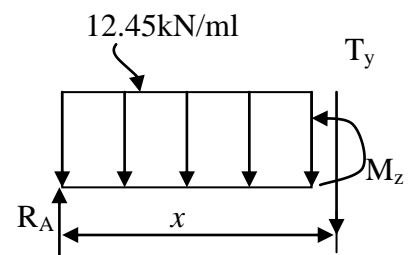
$$T_y = -12.45 x + 22.69$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00\text{m} \Rightarrow T_y = +22.69\text{kN} \\ \text{Pour } x=2.40\text{m} \Rightarrow T_y = -7.19\text{kN} \end{cases}$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -12.45 \frac{x^2}{2} + 22.69 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \Rightarrow M_z = 18.60 \text{ kN.m} \end{cases}$$



- Calcul du moment maximum en travée :
 - Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow -11.56x + 20.53 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{22.69}{12.45} = 1.822\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_{tm} = 1.82\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 20.68 \text{ kN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 1.40\text{m}$:

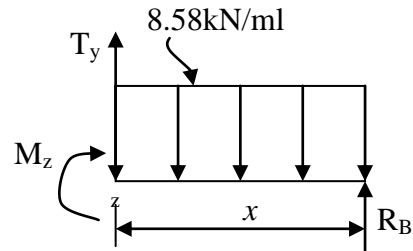
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 8.58x - 19.20$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = -19.20 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -7.19 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -8.58 \frac{x^2}{2} + 19.20x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} \Rightarrow M_y = 18.57 \text{ kN.m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.20 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 17.58 \text{ kN.m}$

❖ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

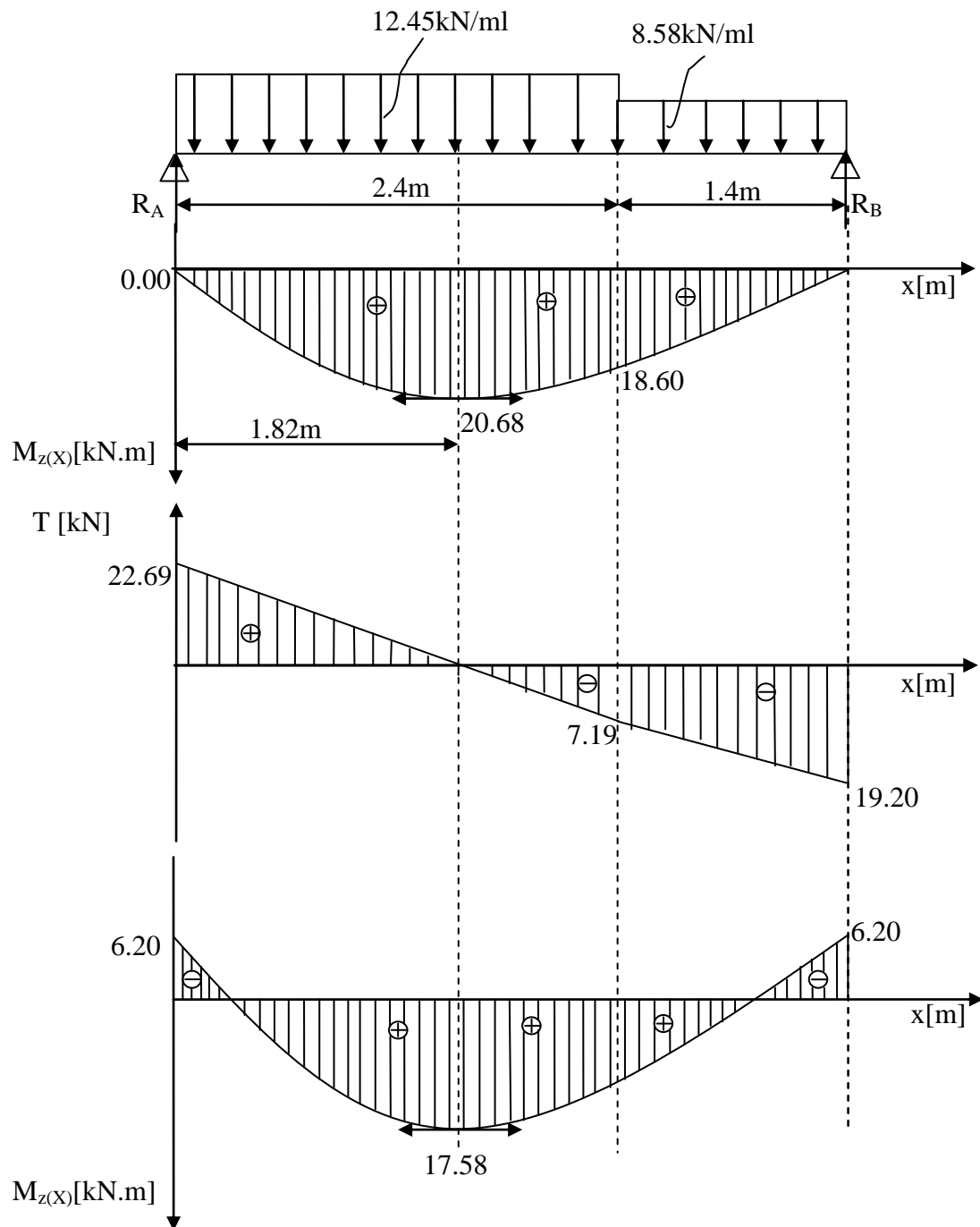


Figure IV.15 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

IV.3.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS :**❖ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

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

- **En travées :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.277 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.277 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{17.58 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 214.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.026 \times 214.41 = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.277 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.277 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{6.20 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 75.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.026 \times 75.62 = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche :

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

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{17.58}{10 \times 20.68} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche :

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

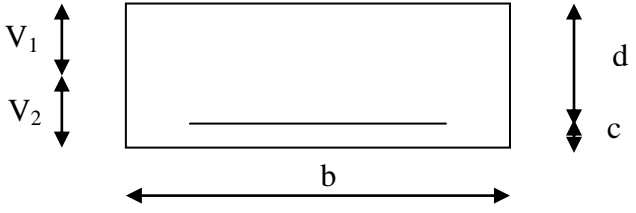
E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 12.45 \text{ kN/ml} ; 8.58 \text{ kN/ml} \} = 12.45 \text{ kN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$


$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5.65} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 9.31 = 5.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \times (9.31^3 + 5.69^3) + 15 \times 5.65 \times (5.69 - 2)^2$$

$$I = 34193.11 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f = \frac{5 \times (12.45 \times 3.80^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 34193.11 \times 10^{-8}} = 0.0091$$

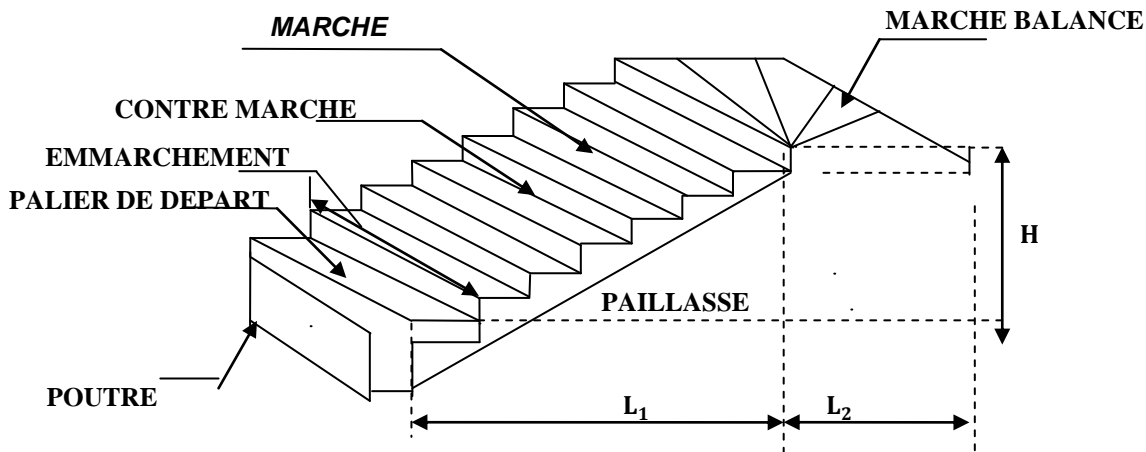
$$f = 0.0091 < \bar{f} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

V. Calcul de l'escalier balancé:

Ces escaliers sont constitués des marches différentes les unes des autres mais qui ne possèdent pas le même giron mesuré sur la ligne de foulée.



- L_1 : longueur projeté de la volée.
- L_2 : longueur des marches balancées.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

V.1 Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition :

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

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h=17\text{cm}$** et un giron **$g=30\text{ cm}$** .

V.2 Calcul du nombre de contre marches et de marches :

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

$$H=391\text{cm} ; h=17\text{cm} ; \text{ donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{391}{17} \Rightarrow \mathbf{n=23 \text{ contre marches.}}$$

$$\mathbf{m = n + 1 = 23 + 1 = 24 \text{ marches}}$$

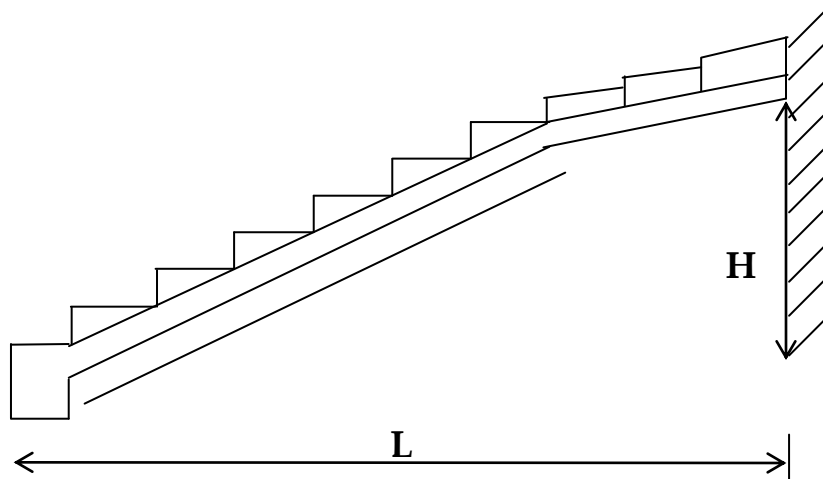


Figure IV.16: Coupe verticale sur les escaliers balancés

V.3 Pré dimensionnement de l'escalier du RDC :

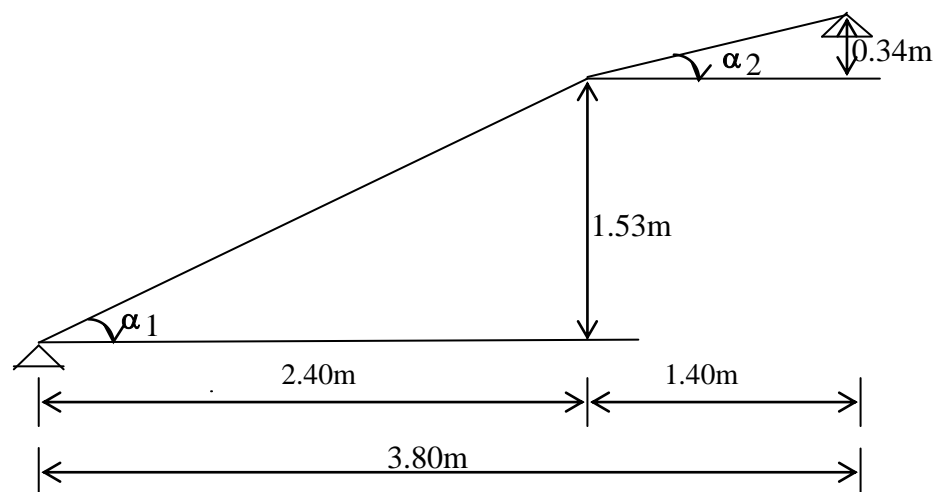


Figure IV.17 : Schéma statique

❖ Pré dimensionnement de la paillasse:

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ses deux côtés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32^{\circ}.52$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H}{l_2} = \frac{34}{140} = 0.243 \Rightarrow \alpha = 13^\circ.66$$

$$L_v = \frac{240}{\cos \alpha_1} + \frac{140}{\cos \alpha_2} \Leftrightarrow L_v = \frac{240}{\cos 32^\circ.52} + \frac{140}{\cos 13^\circ.66} = 428.70 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{428.70}{30} \leq e_p \leq \frac{428.70}{20} \Leftrightarrow 14.29 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.43 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 18 \text{ cm}$

V.4 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

V. 4.1 Charges permanentes et surcharges :

VI.4.1.1 Charges permanentes :

➤ 1^{ère} volée :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(32^\circ.52)} = 5.34 \text{ kN/ml}$
- Poids la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 \text{ ml} = 2.13 \text{ kN/ml}$

➤ 2^{ème} volée :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(13^\circ.66)} = 4.63 \text{ kN/ml}$
- Poids la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 \text{ ml} = 2.13 \text{ kN/ml}$

➤ 1^{ère} volée :

- **$G_{\text{PAIL}} = 5.34 + 2.13 = 7.47 \text{ kN/ml}$**

➤ 2^{ème} volée :

- **$G_{\text{PAIL}} = 4.63 + 2.13 = 6.76 \text{ kN/ml}$**

➤ Poids des revêtements

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
5	Poids du garde du corps +enduit	/	/	1.3
total				2.48

➤ 1^{ère} volée :

$$G_{TOTAL} = G_{PAIL} + G_{REVT PAIL} = 7.47 + 2.48 = 9.95 \text{ kN/ml}$$

➤ 2^{ème} volée :

$$G_{TOTAL} = G_{PAIL} + G_{REVT PAIL} = 6.76 + 2.48 = 9.24 \text{ kN/ml}$$

V.4.1.2 Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier ;

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

V.4.2 Combinaison des charges**V.4.2.1 Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.95 + 1.5 \times 2.5 = 17.18 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.24 + 1.5 \times 2.5 = 16.22 \text{ kN/ml}$$

V.4.2.2 Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9.95 + 2.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 9.24 + 2.5 = 11.74 \text{ kN/ml}$$

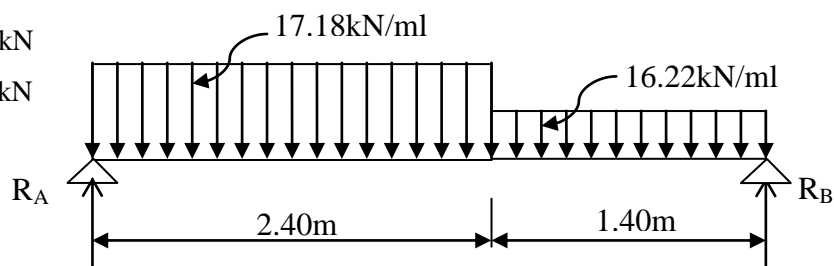
V.4.3 Efforts internes :**V.4.3.1 Etat limite ultime :**

- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 63.94 \text{ kN}$$

$$R_A = 32.39 \text{ kN}$$

$$R_B = 31.55 \text{ kN}$$



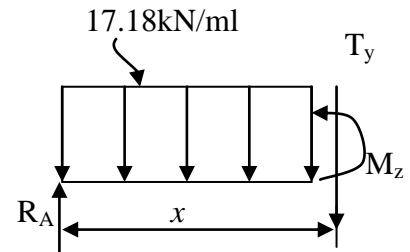
❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -17.18x + 32.39$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & \Rightarrow T_y = 32.39 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & \Rightarrow T_y = -8.84 \text{ kN} \end{cases}$$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -17.18 \frac{x^2}{2} + 32.39x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 28.26 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment maximum en travée :

- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow -17.18x + 32.39 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{32.39}{17.18} = 1.885\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_{tm} = 1.89\text{m}$.

Donc :

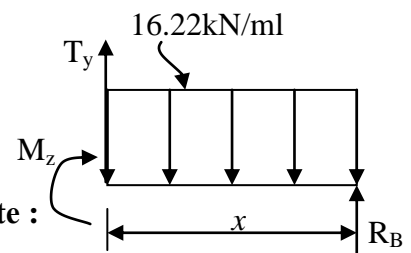
$$M_z^{max} = 30.53 \text{ kN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 1.40\text{m}$:

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 16.22x - 31.55$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & \Rightarrow T_y = -31.55 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & \Rightarrow T_y = -8.84 \text{ kN} \end{cases}$$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -16.22 \frac{x^2}{2} + 31.55x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 28.27 \text{ kN.m} \end{cases}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -9.16 \text{ kN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 25.95 \text{ kN.m}$$

❖ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

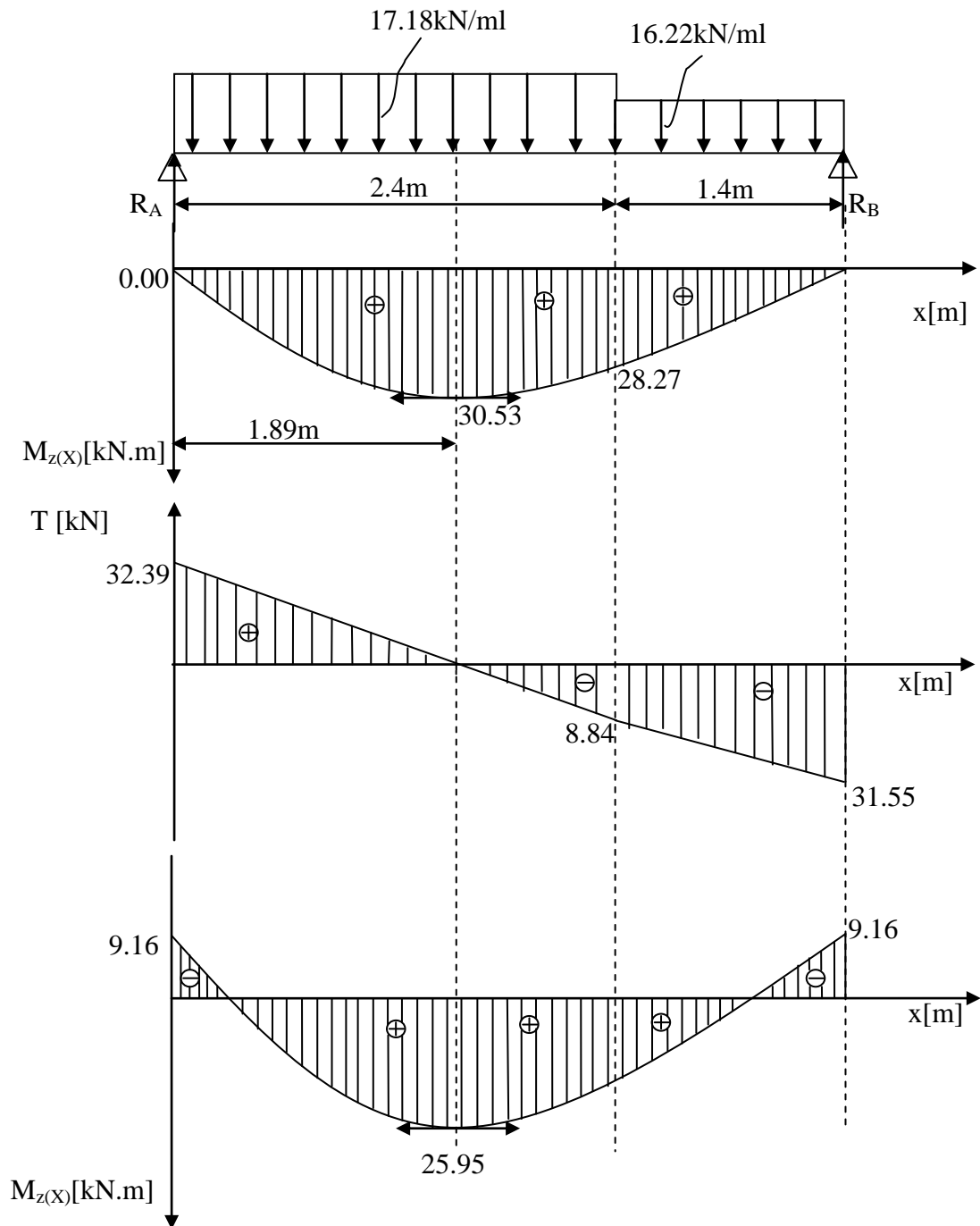
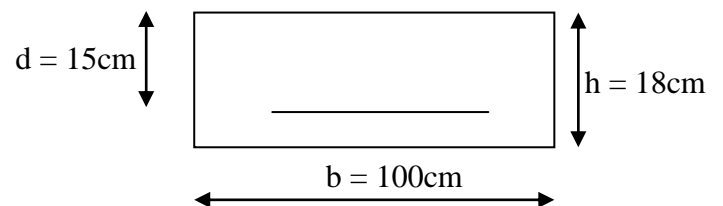


Figure. IV.18: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

❖ Calcul des armatures:

➤ Aux appuis :

$$M_u = 9.16 \text{ kN.m}$$



❖ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.16 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.029 \Rightarrow \beta_u = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.16 \times 10^3}{0.986 \times 15 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10/ml ($A_{ra} = 3.93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En travées :

$$M_t = 25.95 \text{ kN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.95 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.081 \Rightarrow \beta_u = 0.958$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.95 \times 10^3}{0.958 \times 15 \times 348} = 5.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition :

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

On opte pour 5HA10/ml ($A_{rt} = 3.93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

V.4.3.2 Vérification à l'ELU :**❖ Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ Espacement des barres :**➤ Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$ }

➤ Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$ }

❖ Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{u\max} = 32.39 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{32.39 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.216 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.39 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

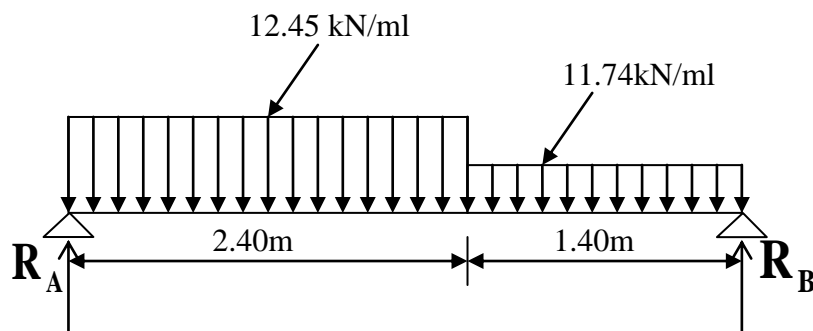
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0.4 = 42.11 \times 0.4 = 16.93 \text{ cm}$$

On opte pour un encre de 15cm ($L_c=15\text{cm}$)

V.4.3.3 Etat limite de service :



- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 46.32 \text{ kN}$$

$$R_A = 23.48 \text{ kN}$$

$$R_B = 22.84 \text{ kN}$$

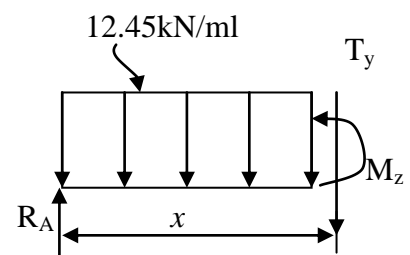
❖ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -12.45 x + 23.48$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = +23.48 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -6.40 \text{ kN} \end{cases}$$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -12.45 \frac{x^2}{2} + 23.48 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \Rightarrow M_z = 20.49 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment maximum en travée :
 - Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow -12.45x + 23.48 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{23.48}{12.45} = 1.885 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_{tm} = 1.89 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 22.14 \text{ kN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $0.00 \text{ m} \leq x \leq 1.40 \text{ m}$:

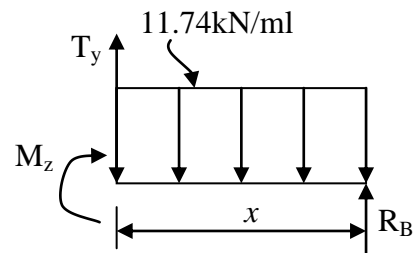
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 11.74x - 22.84$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow T_y = -22.84 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} \Rightarrow T_y = -6.40 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -11.74 \frac{x^2}{2} + 22.84x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \Rightarrow M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} \Rightarrow M_y = 20.47 \text{ kN.m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.64 \text{ kN.m}$
- **En travées :** $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 18.82 \text{ kN.m}$

❖ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

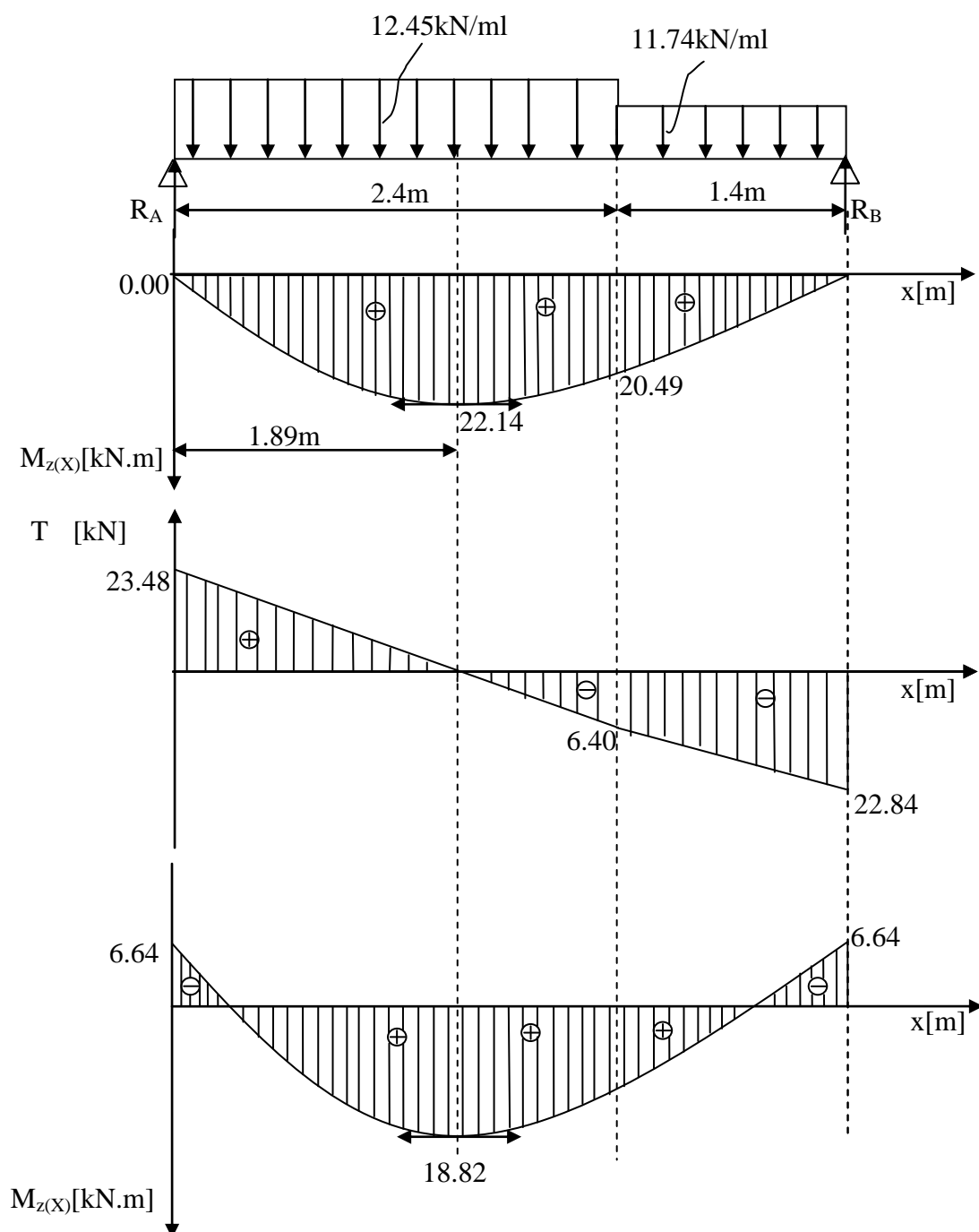


Figure IV.19 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

V.4.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS :**❖ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travées :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.276 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.276 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{18.82 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 229.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} = 0.025 \times 229.53 = 5.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.276 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.276 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{6.64 \times 10^3}{5.65 \times 0.921 \times 16} = 79.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} = 0.025 \times 79.75 = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche :

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

$$\Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{18.82}{10 \times 21.02} = 0.089 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche :

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

 E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{C28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 12.45 \text{ kN/ml} ; 11.74 \text{ kN/ml} \} = 12.45 \text{ kN/ml.}$$

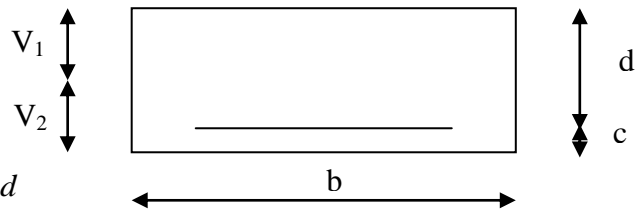
 I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S / xx}{B_0}$$

$$S / xx : \text{Moment statique ; } S / xx = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$



La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5.65} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \times (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.65 \times (8.69 - 2)^2$$

$$I = 52566.06 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f = \frac{5 \times (12.45 \times 3.80^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 52566.06 \times 10^{-8}} = 0.0059$$

$$f = 0.0059 < \bar{f} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

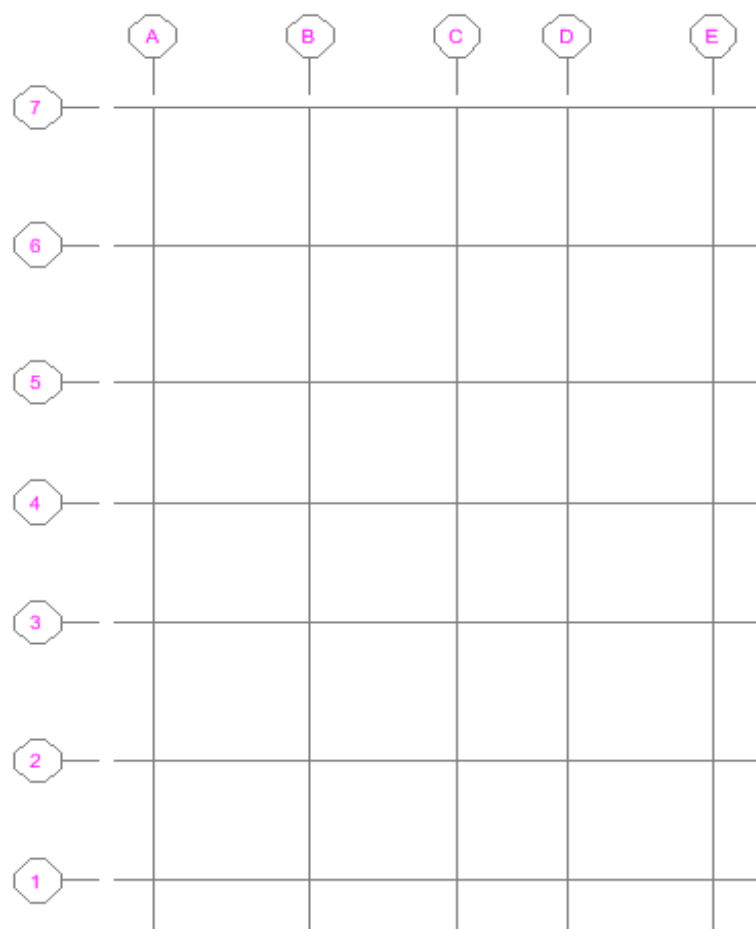
V.1 Introduction :

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dus au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis du flambement de ses poteaux sous l'action verticale.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Dans le cas de notre bâtiment, pour connaître le type de contreventement nous sommes amenés à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile).

Pour cela on doit passer par plusieurs étapes.



La vue en plan des axes des portiques

V.2 Caractéristiques géométriques des portiques :

V.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

- Poteau : $K_p = \frac{I_p}{h_c}$
- Poutre : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L_o$$

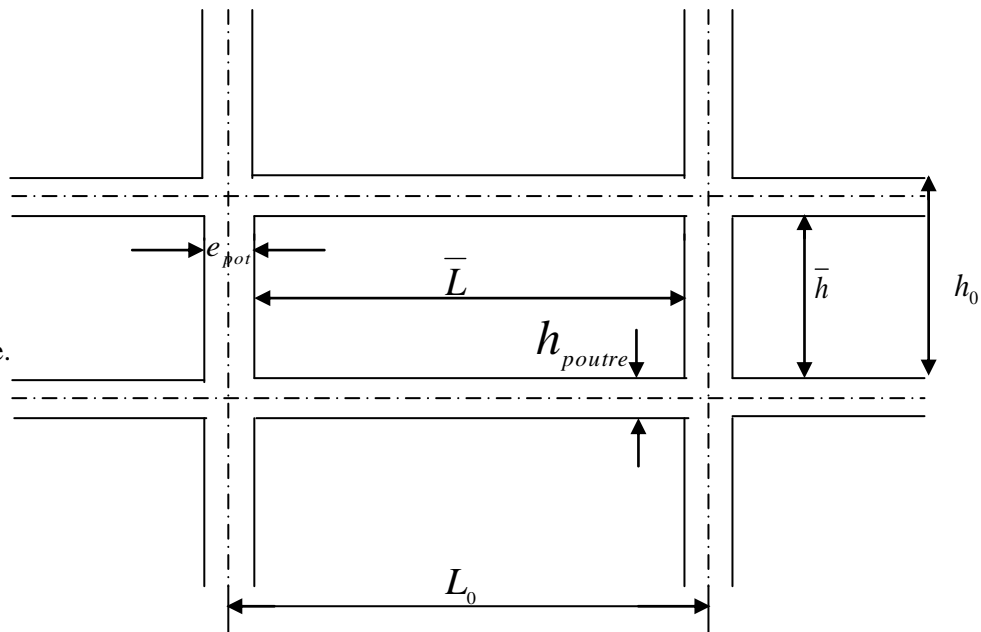
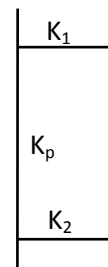
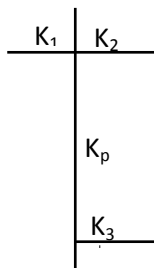
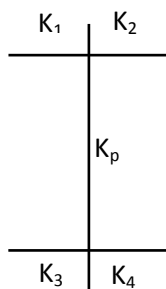


Figure. V.1 : Coupe verticale d'un niveau

V.2.2 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

❖ Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



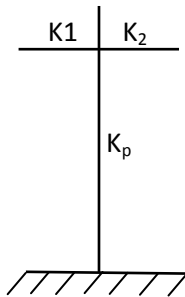
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

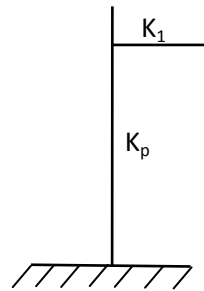
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

❖ Cas du sous sol :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutres sup}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

V.2.3 Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} - :

- Niveau courant : $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$
- Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

V.2.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

- Niveau courant : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$
- Niveau RDC : - Poteau encastré à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$
 - Poteau articulé à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

h_c : hauteur du poteau calculé.

E_i : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

I_p : Inertie du poteau.

V.2.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

➤ Sens transversal :

Niv	Pot	\bar{h} cm	e_{pot} cm	H_c cm	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	\bar{L} cm	h_{ptr} cm	L_c cm	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
RDC	A	351	40	371.00	186666.67	503.14	A-B	360	40	380.00	133333.33	350.88
	B	351	40	371.00	186666.67	503.14	B-C	260	40	280.00	133333.33	476.19
	C	351	40	371.00	186666.67	503.14	C-D	360	40	380.00	133333.33	350.88
	D	351	40	371.00	186666.67	503.14	D-E	390	40	410.00	133333.33	325.20
	E	351	40	371.00	186666.67	503.14						
1 ^{er}	A	266	35	283.50	125052.08	441.10	A-B	365	40	385.00	133333.33	346.32
	B	266	35	283.50	125052.08	441.10	B-C	265	40	285.00	133333.33	467.84
	C	266	35	283.50	125052.08	441.10	C-D	365	40	385.00	133333.33	346.32
	D	266	35	283.50	125052.08	441.10	D-E	395	40	415.00	133333.33	321.29
	E	266	35	283.50	125052.08	441.10						
2,3 et 4 ^{ème}	A	266	30	281.00	67500.00	240.21	A-B	365	40	385.00	133333.33	346.32
	B	266	30	281.00	67500.00	240.21	B-C	265	40	285.00	133333.33	467.84
	C	266	30	281.00	67500.00	240.21	C-D	365	40	385.00	133333.33	346.32
	D	266	30	281.00	67500.00	240.21	D-E	395	40	415.00	133333.33	321.29
	E	266	35	283.50	67500.00	238.10						

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	\bar{h} cm	e_{pot} cm	H_c cm	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	\bar{L} cm	h_{ptr} cm	L_c cm	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
RDC	1	356	35	373.50	142916.67	382.64	1-2	315	35	332.50	89322.92	268.64
	2	356	35	373.50	142916.67	382.64	2-3	365	35	382.50	89322.92	233.52
	3	356	35	373.50	142916.67	382.64	3-4	315	35	332.50	89322.92	268.64
	4	356	35	373.50	142916.67	382.64	4-5	315	35	332.50	89322.92	268.64
	5	356	35	373.50	142916.67	382.64	5-6	365	35	382.50	89322.92	233.52
	6	356	35	373.50	142916.67	382.64	6-7	365	35	382.50	89322.92	233.52
	7	356	35	373.50	142916.67	382.64						

1 ^{er}	1	271	35	288.50	125052.08	433.46	1-2	315	35	332.50	89322.92	268.64
	2	271	35	288.50	125052.08	433.46	2-3	365	35	382.50	89322.92	233.52
	3	271	35	288.50	125052.08	433.46	3-4	315	35	332.50	89322.92	268.64
	4	271	35	288.50	125052.08	433.46	4-5	315	35	332.50	89322.92	268.64
	5	271	35	288.50	125052.08	433.46	5-6	365	35	382.50	89322.92	233.52
	6	271	35	288.50	125052.08	433.46	6-7	365	35	382.50	89322.92	233.52
	7	271	35	288.50	125052.08	433.46						
2,3 et 4 ^{ème}	1	271	30	288.50	67500.00	233.97	1-2	315	35	332.50	89322.92	268.64
	2	271	30	288.50	67500.00	233.97	2-3	365	35	382.50	89322.92	233.52
	3	271	30	288.50	67500.00	233.97	3-4	315	35	332.50	89322.92	268.64
	4	271	30	288.50	67500.00	233.97	4-5	315	35	332.50	89322.92	268.64
	5	271	30	288.50	67500.00	233.97	5-6	365	35	382.50	89322.92	233.52
	6	271	30	288.50	67500.00	233.97	6-7	365	35	382.50	89322.92	233.52
	7	271	30	288.50	67500.00	233.97						

V.2.5.1 Rigidité relative par portique :

➤ Sens transversal :

Niv	Pot	hc cm	K _{poutre} cm ³	k poteau cm ³	\bar{K}	a _{ij}	a _{ij} * K _p	r _{ij}	R _{ij} x
RDC	A	371.00	350.88	503.14	0.70	0.44	223.35	62.63	367.56
	B	371.00	476.19	503.14	1.64	0.59	296.02	83.01	
	C	371.00	350.88	503.14	1.64	0.59	296.02	83.01	
	D	371.00	325.20	503.14	1.34	0.55	277.43	77.80	
	E	371.00	/	503.14	0.65	0.43	217.95	61.12	
1 ^{er}	A	283.5	346.32	441.10	0.79	0.28	124.93	60.00	412.54
	B	283.5	467.84	441.10	1.86	0.48	212.57	102.08	
	C	283.5	346.32	441.10	1.86	0.48	212.57	102.08	
	D	283.5	321.29	441.10	1.52	0.43	190.70	91.58	
	E	283.5	/	441.10	0.73	0.27	118.28	56.80	
2,3 et 4 ^{ème}	A	281	346.32	240.21	1.44	0.42	100.62	49.19	312.21
	B	281	467.84	240.21	3.39	0.63	151.07	73.84	
	C	281	346.32	240.21	3.39	0.63	151.07	73.84	
	D	281	321.29	240.21	2.78	0.58	139.69	68.28	
	E	281	/	240.21	1.34	0.40	96.26	47.06	

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	hc cm	K_{poutre} cm ³	k_{poteau} cm ³	\bar{K}	a_{ij}	$a_{ij} * K_p$	r_{ij}	$R_{ij} y$
RDC	1	368.50	268.64	382.64	0.70	0.44	170.23	48.38	392.11
	2	368.50	233.52	382.64	1.31	0.55	209.36	59.51	
	3	368.50	268.64	382.64	1.31	0.55	209.36	59.51	
	4	368.50	268.64	382.64	1.40	0.56	214.03	60.84	
	5	368.50	233.52	382.64	1.31	0.55	209.36	59.51	
	6	368.50	233.52	382.64	1.22	0.53	204.43	58.11	
	7	368.50	/	382.64	0.61	0.43	162.76	46.26	
1 ^{er}	1	283.50	268.64	433.46	0.62	0.24	102.54	49.24	474.99
	2	283.50	233.52	433.46	1.16	0.37	158.99	76.35	
	3	283.50	268.64	433.46	1.16	0.37	158.99	76.35	
	4	283.50	268.64	433.46	1.24	0.38	165.85	79.65	
	5	283.50	233.52	433.46	1.16	0.37	158.99	76.35	
	6	283.50	233.52	433.46	1.08	0.35	151.76	72.88	
	7	283.50	/	433.46	0.54	0.21	91.98	44.17	
2,3 et 4 ^{ème}	1	281.00	268.64	233.97	1.15	0.36	85.33	41.71	375.64
	2	281.00	233.52	233.97	2.15	0.52	121.11	59.20	
	3	281.00	268.64	233.97	2.15	0.52	121.11	59.20	
	4	281.00	268.64	233.97	2.30	0.53	125.05	61.13	
	5	281.00	233.52	233.97	2.15	0.52	121.11	59.20	
	6	281.00	233.52	233.97	2.00	0.50	116.87	57.13	
	7	281.00	/	233.97	1.00	0.33	77.89	38.07	

V.3 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

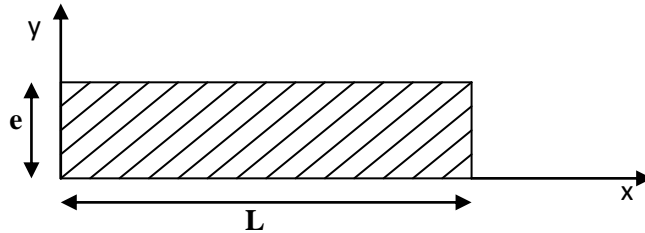
V.3.1 Etude des refends :

Dans notre structure, on a que des refends pleins

V.3.1.1 Calcul des inerties :**❖ Refends transversaux:**

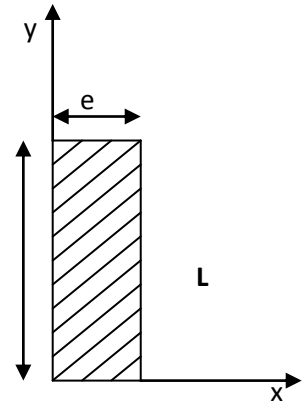
$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y), **donc on prend I_x**

**❖ Refends longitudinaux:**

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (x-x), **donc on prend I_y** .

**➤ Sens Transversal :**

Niveau	voile	h cm	L _{VOILES}	e cm	I cm ⁴	I _{TOT} cm ⁴
RDC	VT1	391	80	20	853333.33	125500417
	VT2	391	90	20	1215000	
	VT3	391	80	20	853333.33	
	VT4	391	80	20	853333.33	
	VT5	391	80	20	853333.33	
	VT6A	391	105	20	1929375	
	VT6B	391	105	20	1929375	
	VT7	391	120	20	2880000	
	VT8	391	120	20	2880000	
	VT9	391	80	20	853333.33	
	VT10	391	80	20	853333.33	
	VT11	391	120	20	2880000	
	VT12	391	400	20	106666667	

1	VT1	306	80	20	853333.33	125500417
	VT2	306	90	20	1215000	
	VT3	306	80	20	853333.33	
	VT4	306	80	20	853333.33	
	VT5	306	80	20	853333.33	
	VT6A	306	105	20	1929375	
	VT6B	306	105	20	1929375	
	VT7	306	120	20	2880000	
	VT8	306	120	20	2880000	
	VT9	306	80	20	853333.33	
	VT10	306	80	20	853333.33	
	VT11	306	120	20	2880000	
	VT12	306	400	20	106666667	
2,3 et 4	VT1	306	80	20	853333.33	370713125
	VT2	306	90	20	1215000	
	VT3	306	80	20	853333.33	
	VT4	306	80	20	853333.33	
	VT5	306	80	20	853333.33	
	VT6A	306	105	20	1929375	
	VT6B	306	105	20	1929375	
	VT7	306	120	20	2880000	
	VT8	306	120	20	2880000	
	VT9	306	80	20	853333.33	
	VT10	306	80	20	853333.33	
	VT11	306	120	20	2880000	
	VT12	306	400	20	106666667	
					SOMME	621713958

Sens longitudinal :

Niveau	voile	h cm	L _{VOILES}	e cm	I cm ⁴	I _{TOT} cm ⁴
RDC	VL1	391	400	20	106666667	586330000
	VL2	391	350	20	71458333.3	
	VL3	391	350	20	71458333.3	
	VL4	391	80	20	853333.33	
	VL5	391	80	20	853333.33	
	VL6	391	80	20	853333.33	
	VL7	391	80	20	853333.33	

	VL8	391	400	20	106666667	
	VL9	391	200	20	13333333.3	
	VL10	391	400	20	106666667	
	VLT6	391	400	20	106666667	
1	VL1	306	400	20	106666667	586330000
	VL2	306	350	20	71458333.3	
	VL3	306	350	20	71458333.3	
	VL4	306	80	20	853333.33	
	VL5	306	80	20	853333.33	
	VL6	306	80	20	853333.33	
	VL7	306	80	20	853333.33	
	VL8	306	400	20	106666667	
	VL9	306	200	20	13333333.3	
	VL10	306	400	20	106666667	
	VLT6	306	400	20	106666667	
2,3 et 4	VL1	306	400	20	106666667	1758990000
	VL2	306	350	20	71458333.3	
	VL3	306	350	20	71458333.3	
	VL4	306	80	20	853333.33	
	VL5	306	80	20	853333.33	
	VL6	306	80	20	853333.33	
	VL7	306	80	20	853333.33	
	VL8	306	400	20	106666667	
	VL9	306	200	20	13333333.3	
	VL10	306	400	20	106666667	
	VLT6	306	400	20	106666667	
					SOMME	2931650000

V.4 Calcul des inerties fictives des portiques :

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie ; et pour cela nous utiliserons la méthode des approximations successives.

V.4.1 Calcul des inerties des portiques "méthode des approximations successives " :

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Feuntes "Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé".

Celle-ci consiste à attribuer "une inertie fictive" aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales à 1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à $1m^4$, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau " une inertie fictive " puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

V.4.2 Calcul des flèches dans les refends "Méthode du moment des aires ".

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_t = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} ; I=1m^4$$

Avec :

F_i : Flèche au niveau (i).

S_i : Elément de surface du niveau (i)

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b_i + 1$)

E : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est : $d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$

V.4.3 Diagramme des moments des aires :

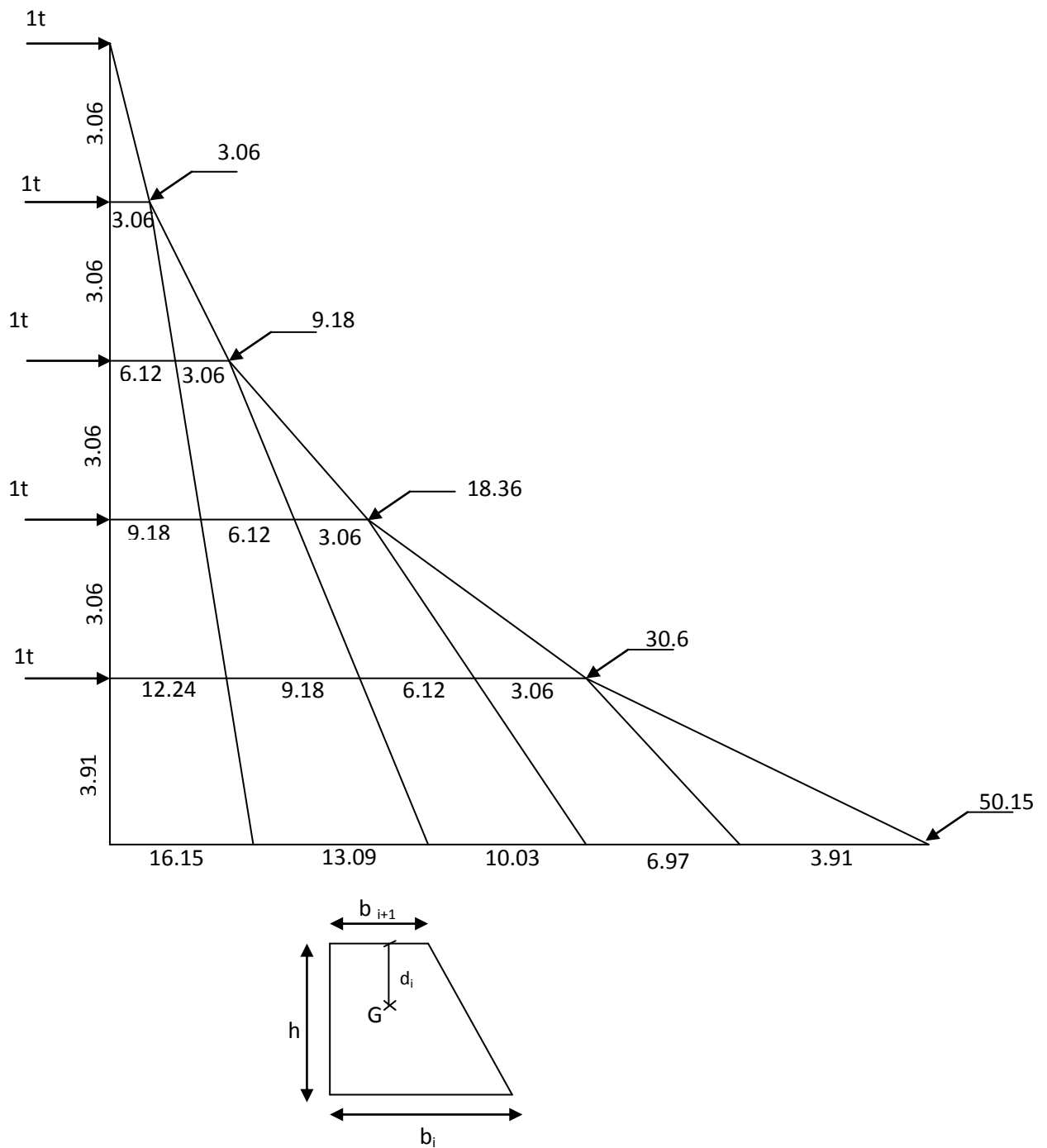


Figure .V.2. Représentation des éléments de surface de tous les niveaux-

V.4.4 Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :❖ Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

NIV	m				m ²	m ³	Fi *EI
	h	b _i	b _{i+1}	d _i	s _i	S _i *d _i	
V	3.06	3.06	0	2.04	4.68	9.55	3507.4
IV	3.06	9.18	3.06	1.79	18.73	33.43	2599.3
III	3.06	18.36	9.18	1.70	42.14	71.63	1724.7
II	3.06	30.6	18.36	1.66	74.91	124.16	940.8
I	3.91	50.15	30.6	2.11	157.87	333.54	333.5

V.4.5 Calcul des flèches par niveau :

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{333.5}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{940.80}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{1724.7}{EI}$$

$$f_4 = \frac{[s_4 \cdot d_4 + s_3(d_3 + h_4) + s_2(d_2 + h_3 + h_4) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4)]}{EI} \Rightarrow f_4 = \frac{2599.3}{EI}$$

$$f_5 = \frac{[s_5 \cdot d_5 + s_4(d_4 + h_5) + s_3(d_3 + h_4 + h_5) + s_2(d_2 + h_3 + h_4 + h_5) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)]}{EI}$$

$$\Rightarrow f_5 = \frac{3507.4}{EI}$$

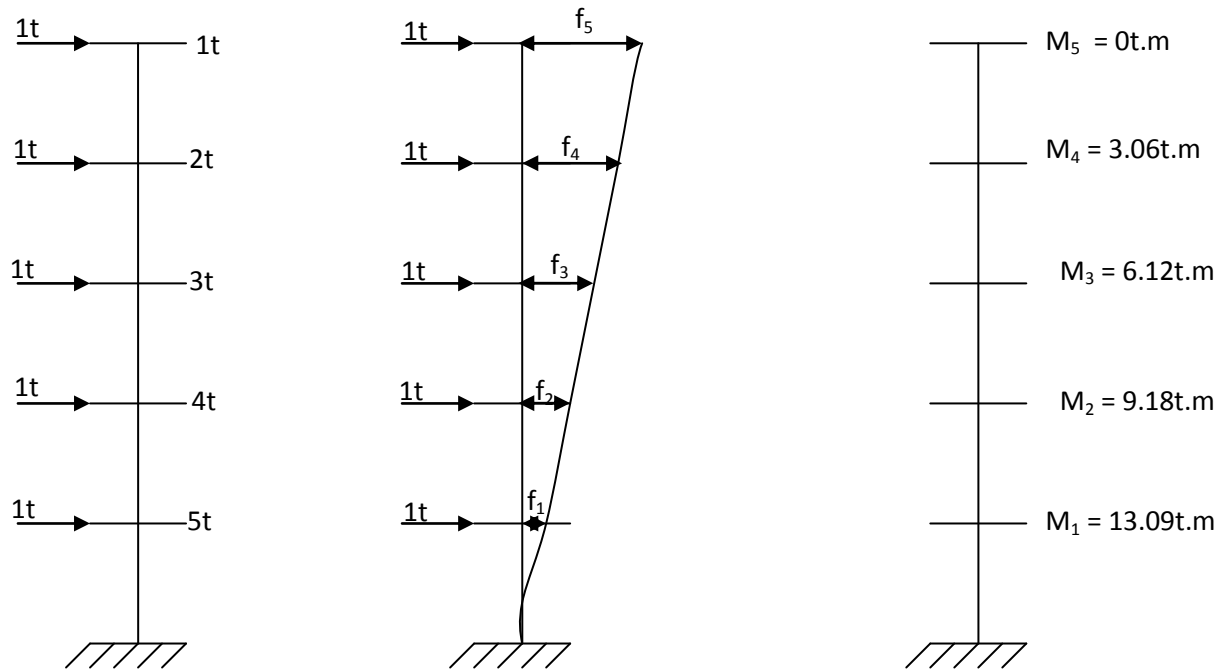


Figure V. 3 : Schématisation de la flèche

V.5 Calcul des déplacements des portiques :

$$D_n = h \times E \psi_n$$

$$\text{Avec } E \psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K p_n} + \frac{E \theta_n + E \theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage
 E : module de young du béton
 $\theta_n; \theta_{n+1}$: Rotation d'étage
 n : étage.

❖ Pour le 1^{er} niveau on a un encastrement : $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K t_n + 2 \sum K p_n}$

❖ Pour les niveaux courants articulés : $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K t_n}$

Avec :

K_{tn} : raideurs des poutres par niveau.

K_{pn} : raideurs des poteaux par niveau.

V.6 Inertie fictive des portiques :

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i)

f_i : flèche du refend au du niveau (i)

D_i : déplacement du portique au niveau (i)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens transversal :

Niveau	Port	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot} 10^{-4}$	$\sum K_{pout} 10^{-4}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\sum \Delta i$	F_i	I_{ey}
4	(A-A)	0	3.06	12.01	14.8177	86.05	427.44	1307.96	13634.14	3507.4	0.26
	(B-B)	0	3.06	12.01	14.8177	86.05	427.44	1307.96	13634.14	3507.4	0.26
	(C-C)	0	3.06	12.01	14.8177	86.05	427.44	1307.96	13634.14	3507.4	0.26
	(D-D)	0	3.06	12.01	14.8177	86.05	427.44	1307.96	13634.14	3507.4	0.26
	(E-E)	0	3.06	12.01	14.8177	86.05	427.44	1307.96	13634.14	3507.4	0.26
3	(A-A)	3.06	6.12	12.01	14.8177	258.14	897.90	2747.57	12326.18	2599.3	0.21
	(B-B)	3.06	6.12	12.01	14.8177	258.14	897.90	2747.57	12326.18	2599.3	0.21
	(C-C)	3.06	6.12	12.01	14.8177	258.14	897.90	2747.57	12326.18	2599.3	0.21
	(D-D)	3.06	6.12	12.01	14.8177	258.14	897.90	2747.57	12326.18	2599.3	0.21
	(E-E)	3.06	6.12	12.01	14.8177	258.14	897.90	2747.57	12326.18	2599.3	0.21
2	(A-A)	6.12	9.18	12.01	14.8177	430.23	1368.36	4187.18	9578.61	1724.7	0.18
	(B-B)	6.12	9.18	12.01	14.8177	430.23	1368.36	4187.18	9578.61	1724.7	0.18
	(C-C)	6.12	9.18	12.01	14.8177	430.23	1368.36	4187.18	9578.61	1724.7	0.18
	(D-D)	6.12	9.18	12.01	14.8177	430.23	1368.36	4187.18	9578.61	1724.7	0.18
	(E-E)	6.12	9.18	12.01	14.8177	430.23	1368.36	4187.18	9578.61	1724.7	0.18
1	(A-A)	9.18	12.24	22.055	14.8177	602.32	1068.63	3270.00	5391.44	940.8	0.17
	(B-B)	9.18	12.24	22.055	14.8177	602.32	1068.63	3270.00	5391.44	940.8	0.17
	(C-C)	9.18	12.24	22.055	14.8177	602.32	1068.63	3270.00	5391.44	940.8	0.17
	(D-D)	9.18	12.24	22.055	14.8177	602.32	1068.63	3270.00	5391.44	940.8	0.17
	(E-E)	9.18	12.24	22.055	14.8177	602.32	1068.63	3270.00	5391.44	940.8	0.17
RDC	(A-A)	12.24	16.15	25.16	15.0315	7.66	542.57	2121.43	2121.43	333.5	0.16
	(B-B)	12.24	16.15	25.16	15.0315	7.66	542.57	2121.43	2121.43	333.5	0.16
	(C-C)	12.24	16.15	25.16	15.0315	7.66	542.57	2121.43	2121.43	333.5	0.16
	(D-D)	12.24	16.15	25.16	15.0315	7.66	542.57	2121.43	2121.43	333.5	0.16
	(E-E)	12.24	16.15	25.16	15.0315	7.66	542.57	2121.43	2121.43	333.5	0.16
Somme										4.90	

➤ Sens longitudinal :

Niveau	Port	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot} 10^{-4}$	$\sum K_{pout} 10^{-4}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\sum \Delta i$	F_i	I_{eiy}
4	(1-1)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
	(2-2)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
	(3-3)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
	(4-4)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
	(5-5)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
	(6-6)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
	(7-7)	0	3.06	16.38	15.06	84.63	367.28	1123.89	15658.32	3507.4	0.22
3	(1-1)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
	(2-2)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
	(3-3)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
	(4-4)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
	(5-5)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
	(6-6)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
	(7-7)	3.06	6.12	16.38	15.06	253.90	776.88	2377.27	14534.44	2599.3	0.18
2	(1-1)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
	(2-2)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
	(3-3)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
	(4-4)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
	(5-5)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
	(6-6)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
	(7-7)	6.12	9.18	16.38	15.06	423.17	1186.49	3630.64	12157.17	1724.7	0.14
1	(1-1)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
	(2-2)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
	(3-3)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
	(4-4)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
	(5-5)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
	(6-6)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
	(7-7)	9.18	12.24	30.34	15.06	592.44	1270.55	3887.89	8526.53	940.8	0.11
RDC	(1-1)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
	(2-2)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
	(3-3)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
	(4-4)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
	(5-5)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
	(6-6)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
	(7-7)	12.24	16.15	26.78	15.06	683.89	1186.35	4638.64	4638.64	333.5	0.07
										Somme	5.09

V.6.1 Interprétation des résultats :**❖ sens transversal :**

- La moyenne des inerties des portiques = 4.90m^4
- L'inertie des voiles transversaux = 6.22m^4
- Inertie totale (voiles + portique) = 11.12m^4

Portiques \Rightarrow **44.06 %**

Voiles \Rightarrow **55.93 %**

❖ Sens longitudinal :

- La moyenne des inerties des portiques = 5.09m^4
- L'inertie des voiles = 29.30m^4
- Inertie totale (voiles + portique) = 34.39m^4

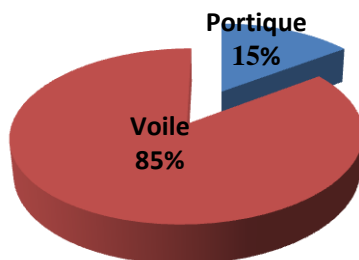
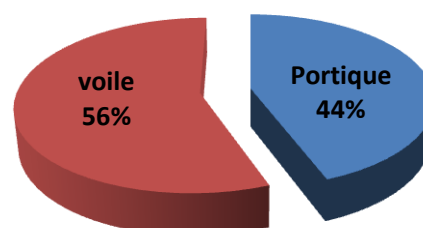
Portiques \Rightarrow **14.80 %**

Voiles \Rightarrow **85.20 %**

❖ Conclusion

Le RPA 99 prescrit pour ce système de contreventement « mixte » assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :

Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent au plus de **20%** des charges verticales, le reste est repris par les portiques par contre les forces horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidités.

Sens longitudinal**Sens transversal**

VI Introduction :

Dans cette partie, on présentera «**les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel ETABS V9.7** » et une vérification de toutes les exigences du RPA.

VI.1. Introduction des données :

La structure sera modélisée en tenant compte des différentes étapes suivantes :

❖ Choisir l'unité qui est kN.m.**❖ Définition des matériaux :**

- Introduire le poids volumique du béton ($\rho = 25kN/m^3$)
- Module d'élasticité ($E=32164195kN/m$)
- Coefficient de poisson ($\nu = 0.2$ à l'ELS et 0 à l'ELU)

❖ Introduire la géométrie de base :

- Introduire le nombre de filles porteuses dans le sens transversal (x-x).
- Introduire le nombre de filles porteuses dans le sens longitudinal (y-y).
- Introduire les longueurs des travées entre axe des deux sens.
- Introduire le nombre de niveaux.
- Introduire la hauteur de chaque niveau.

❖ Introduire les sections des différents éléments porteurs

- Poutres :
 - Poutres principales (25×40).
 - Poutres secondaires (25×35).
- Poteaux :
 - Poteaux du RDC (35× 40).
 - Poteaux du 1^{er} niveau (35× 35).
 - Poteaux du 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau (30× 30).
- Les voiles :

Tous les voiles sont d'une épaisseur de 20cm.
- Les planchers
Tous les planchers sont en corps creux de (16+4).
- Les balcons et porte-à-faux :

Ils sont tous en dalle pleine avec une épaisseur de 15cm.

❖ Introduire les différentes charges statiques :

- Les charges permanentes :
 - Le plancher d'étage de service 2.68 kN/m²
 - Le plancher d'étage courant 2.68 kN/m²
 - Le plancher terrasse 2.85 kN/m²
 - Les balcons 1.57 kN/m²
 - Les porte-à-faux 1.57 kN/m²
- Les surcharges d'exploitation:
 - Le plancher d'étage de service 3.5kN/m²
 - Le plancher d'étage courant 1.5 kN/m²
 - Le plancher terrasse 1 kN/m²
 - Les balcons 3.5 kN/m²
 - Les porte-à-faux 1.5 kN/m²

❖ Introduire les différentes charges sismiques :

- Introduire les données du spectre.
- Importer et introduire le spectre de réponse dans l'étabs.

❖ Définir les combinaisons :

- Introduire celles des Charges statiques (ELU et ELS).
- Introduire celles des Charges accidentelles ($G+Q\pm E$ et $0.8G\pm E$).

❖ Introduire la masse source :

La masse source est la charge des planchers supposé concentrée en leurs centre de gravité qui est donné par une combinaison de charge ($G+0.2Q$).

❖ Lancer l'analyse de la structure et visualisation des résultats.**VI.2. Vérification des résultats:**

Cette étape consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- la période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- le pourcentage des masses participantes au dernier mode et la torsion au 1^{er} et 2^{ème} modes.
- l'effort tranchant à la base.
- les déplacements relatifs.

VI.2.1 Vérification de la période empirique « T » :

La période trouvée avec le logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majorée.

❖ Calcul de la période empirique T:

T : La période fondamentale de la structure.

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \Leftrightarrow T = 0.05 \times 16.75^{3/4} \Leftrightarrow T = 0.41s$$

Avec : h_N : Hauteur total de la structure.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage qui est donné par le tableau (4-6 du RPA)

❖ Calcul de la période empirique majoré :

$$T_{maj} = T + 30\%T = T \times 1.3 \Leftrightarrow T_{maj} = 0.41 \times 1.3 \Leftrightarrow T_{maj} = 0.53s$$

❖ Détermination de la période trouvée par le logiciel (ETABS) :

La période trouvée avec logiciel est donné dans le tableau ci-dessous.

➤ Le tableau représentatif de la période trouvée avec logiciel :

mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
periode	0.42	0.31	0.27	0.11	0.07	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02

❖ Comparaison des résultats trouvés :

$$T \leq T_{etbs} \leq T_{maj} \Leftrightarrow T = 0.41s \leq T_{etbs} = 0.42 \leq T_{maj} = 0.53 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2 Vérification de l'excentricité :

Dans cette étape on doit vérifier l'écartement entre le centre de torsion et le centre de gravité soit inférieur ou égal à « $5\% \times L$ » dans les deux sens.

Dans le sens transversal (X-X) : $e_x = X_{CCM} - X_{CR} \leq 5\% \times L_x$

Dans le sens longitudinal (Y-Y) : $e_y = Y_{CCM} - Y_{CR} \leq 5\% \times L_y$

➤ Le tableau des vérifications des excentricités :

Niveaux	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x	e_y	$5\% \times L_x$	$5\% \times L_y$	observation
Niveau 1	7.982	11.086	8.058	10.121	0.076	0.965	0.078	1.125	ok
Niveau 2	8.079	10.431	7.818	10.357	0.074	0.758	0.078	1.125	ok
Niveau 3	8.083	10.644	8.012	10.485	0.071	0.159	0.078	1.125	ok
Niveau 4	8.083	10.644	8.121	11.006	0.038	0.362	0.078	1.125	ok
Niveau 5	8.129	10.481	8.209	11.44	0.08	0.959	0.078	1.125	ok

VI.3 Vérification de la participation massique et la torsion :**VI.3.1 Vérification de la participation massique:**

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode.

➤ Le tableau représentatif des résultats

Mode	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2.9995	95.9685	0.2259
2	98.1072	99.0186	0.2303
3	98.1079	99.2019	76.4366
4	98.1428	99.6893	76.4385
5	99.7194	99.7017	77.0514
6	99.798	99.7089	93.7279

❖ **Comparaison des résultats trouvés :**

Toutes les valeurs trouvées pour SumRX, SumRY et SumRZ au mode « 6 » sont supérieures à 90% de la masse participante donc la condition de **la participation massique est vérifiée**.

VI.3.2 Vérification de la torsion :

Cette étape consiste à vérifier la torsion de la structure au 1^{er} et 2^{ème} mode en comparant les pourcentages des déplacements (SumRX et SumRY) de la structure par rapport à l'axe « Z » à 5% L dans les deux sens :

➤ **Sens transversal (x-x) :**

On a le pourcentage de déplacement SumRX au 1^{er} mode SumRX = 0.2259

$$5\%L_x \geq \text{SumRX} = 0.2259 \Leftrightarrow 0.05 \times 15.70 = 0.785 \geq 0.2259 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Sens transversal (y-y) :**

On a le déplacement SumRY au deuxième mode est de : SumRX = 0.2303

$$5\%L_y \geq \text{SumRY} = 0.2303 \Leftrightarrow 0.05 \times 15.70 = 0.785 \geq 0.2303 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VI.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :**VI.4.1 Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \quad (\text{Formule (4.1) de RPA 99})$$

❖ **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- **Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.**
- **La régularité en plan et en élévation.**
- **La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

Avec : p_q la pénalité à retenir si le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

➤ **Le tableau des pénalités p_q :**

Critère (q)	P _q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
2. Redondance en plan.	0	/
3. Régularité en plan.	/	0.05
4. Régularité en élévation.	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q = 1 + 0.05 = 1.05$$

D'où : Q = 1.05

❖ **Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Le facteur D se calcule par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

➤ **Détermination de la période « T₂ » :**

La période T₂ est donnée par le tableau (4.7 RPA/99) de l'RPA en fonction de la catégorie du site.

Notre projet est implanté dans un site de catégorie 2 (site ferme) => **T₂=0.50s.**

On a $0 \leq T_{etabs} \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.42 \leq 0.50 \Rightarrow D=2.5\eta$

➤ **Détermination du facteur de correction d'amortissement « η ».**

Le facteur de correction d'amortissement η qui est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7 ; \text{ Avec } \varepsilon (\%) : \text{ Est le pourcentage d'amortissement critique.}$$

• **Calcul du facteur ε (%) :**

Le facteur ε est le pourcentage d'amortissement critique qui donné par le tableau **4.7 de l'RPA** en fonction du type des remplissages et la nature des portiques.

Notre projet sera réalisé par:

Des portiques en béton armé et des remplissages en maçonnerie rigide => **ε=10.**

$$\text{D'où } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76 \geq 0.7 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc } D = 2.5 \times 0.76 \Leftrightarrow \text{D} = 1.9$$

❖ **Détermination du coefficient de comportement « R » :**

Le coefficient de comportement « R » est déjà déterminé dans le chapitre de contreventement en fonction des inerties fictives des éléments porteurs portiques et voiles avec sa valeur trouvée de « R=5 » qui est une valeur donnée pour toute structure mixte.

❖ Détermination du coefficient d'accélération de zone « A » :

Ce coefficient se trouve en fonction du groupe d'usage de la structure et la zone sismique du site d'implantation avec sa valeur est donnée par le tableau 4.1 du RPA.

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a : Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25$$

❖ Détermination du poids total de la structure:

Le poids total de la structure « W_t » est déterminé directement par le logiciel ETABS.

$$W_t = 14790.40 \text{ kN}$$

➤ Tableau recapitulative des resultants :

Le facteur	La valeur trouvée
Le facteur de qualité Q	1.05
facteur d'amplification dynamique moyen D	1.19
Le coefficient de comportement R	5.00
coefficient d'accélération de zone A	0.25
Le poids total de la structure W_t en kN	14790.40

➤ L'application numérique du Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times w_t \Leftrightarrow V = \frac{0.25 \times 1.19 \times 1.05}{5} \times 14790.40 = 924.03 \text{ kN}$$

Dans notre cas on a : $V_{x\text{cal}} = V_{y\text{cal}} = 924.03 \text{ kN}$.

VI.4.2 Détermination de l'effort tranchant calculé par logiciel :

Remarque :

- La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x est $V_{x.\text{etabs}} = F1 = 3145.99 \text{ kN}$
- La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y est $V_{y.\text{etabs}} = F2 = 3134.51 \text{ kN}$

➤ Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé a la base avec etabs :

spec	mode	$V_{x.\text{etabs}}$ en kN	$V_{y.\text{etabs}}$ en kN
EX	all	3145.99	660.33
EY	all	660.33	3134.51

❖ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente comparaison on doit vérifier que les efforts calculé avec etabs sont supérieur ou égale à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

➤ **Sens transversal (x-x):**

On a : $V_{etabs}=3145.99 \geq 80\% V_{x,cal}=0.8 \times 924.03 = 739.22\text{kN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Sens longitudinal (y-y):**

On a : $V_{etabs}=3134.51 \geq 80\% V_{y,cal}=0.8 \times 924.03 = 739.22\text{kN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VI.5 Vérification des déplacements relatifs :

Cette étape consiste à déterminé le déplacement de chaque niveau par rapport au niveau inférieur et qui ne doit dépasser 1% de sa hauteur.

$\Delta K \leq \delta R$ Avec $\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$ et $\delta R = 1\% H_e$

- δ_{Kx} (UX) :c'est le déplacement de chaque niveau dans le sens transversal par rapport à la base de la structure.
- δ_{Ky} (UY) :c'est le déplacement de chaque niveau dans le sens longitudinal par rapport à la base la base de la structure.
- $\Delta K_x = \delta_{xK} - \delta_{xK-1}$ (**formule 4-20 de RPA 99**). C'est le déplacement de chaque niveau dans le sens transversal par rapport à sa base.
- $\Delta K_y = \delta_{yK} - \delta_{yK-1}$ (**formule 4-20 de RPA 99**). C'est le déplacement de chaque niveau dans le sens longitudinal par rapport à sa base.
- $\delta R = 1\% H_e$ (H_e : hauteur de l'étage); le déplacement relatif de chaque niveau par rapport à sa base.

VI.5.1 Vérification des déplacements relatifs sous la charge sismique EX:➤ **Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec etabs :**

niveau	δ_{Kx} (m) sens(x-x)	δ_{Ky} (m) sens(y-y)	$\Delta K_x = \delta_K - \delta_{K-1}$ (m) sens (x-x)	$\Delta K_y = \delta_K - \delta_{K-1}$ (m) sens (y-y)	δR (m)	conclusion
5 ^{ème}	0.0128	0.0024	0.0025	0.0005	0.0306	C. Vérifiée
4 ^{ème}	0.0103	0.0019	0.0029	0.0006	0.0306	C. Vérifiée
3 ^{ème}	0.0074	0.0013	0.003	0.0006	0.0306	C. Vérifiée
2 ^{ème}	0.0044	0.0007	0.0026	0.0004	0.0306	C. Vérifiée
1 ^{er}	0.0018	0.0003	0.0018	0.0003	0.03091	C. Vérifiée

VI.5.2 Vérification des déplacements relatifs sous l'effort sismique EY :

➤ Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec etabs :

niveau	δ_{Kx} (m) sens(x-x)	δ_{Ky} (m) sens(y-y)	$\Delta K_x = \delta_K - \delta_{K-1}$ (m) sens (x-x)	$\Delta K_y = \delta_K - \delta_{K-1}$ (m) sens (y-y)	δR (m)	conclusion
5 ^{ème}	0.018	0.0059	0.0003	0.0014	0.0306	C. Vérifiée
4 ^{ème}	0.0015	0.0045	0.0004	0.0015	0.0306	C. Vérifiée
3 ^{ème}	0.0011	0.0030	0.0004	0.0013	0.0306	C. Vérifiée
2 ^{ème}	0.0007	0.0017	0.0004	0.0010	0.0306	C. Vérifiée
1 ^{er}	0.0003	0.0007	0.0003	0.0007	0.03091	C. Vérifiée

VI.6 Déplacement maximale dans le sens transversal:

Cette étape sert à déterminer le déplacement maximum de la structure et le vérifie par rapport à la flèche qui se calcule par la formule : $f = \frac{Ht}{500}$

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec : H_T : la hauteur total du bâtiment.

f : la flèche admissible.

δ_{Max} : déplacement maximum de la structure.

❖ Sous l'effort EX :

$$\delta_{Max} = 0.01m \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{16.15}{500} = 0.03 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

❖ sous l'effort EY:

$$\delta_{Max} = 0.01m \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{16.15}{500} = 0.03 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

VI-7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée « P ».
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignore** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ: Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99** version 2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre (l'effet P-Delta) peuvent **être négligé** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux,

Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre **sont négligés**.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculé par un facteur égale à $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$

Et : P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau K-1.

H_K : Hauteur de l'étage K.

- Tableau des vérifications de l'effet P-Delta

NIV	P (KN)	H _k (cm)	Sens X-X (sous EX)				Sens Y-Y (sous EY)			
			Δ _{kx} (cm)	V _x (KN)	P _k ×Δ _k	θ _x	Δ _{ky} (cm)	V _y (KN)	P _k ×Δ _k	θ _y
5	3928.40	306	1.28	1046.84	5028.35	0.016	1.80	1124.52	7071.12	0.021
4	8647.72	306	1.03	1899.96	8907.15	0.015	0.15	1931.22	1297.16	0.002
3	13367.04	306	0.74	2520.06	9891.61	0.013	0.11	2458.28	1470.37	0.002

2	17777.82	306	0.44	2912.83	7822.24	0.009	0.07	2849.56	1244.45	0.001
1	22544.16	391	0.18	3147.33	4057.95	0.003	0.03	3135.86	676.32	0.001

❖ **Remarque:**

Puisque les coefficients $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

❖ **Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

Introduction

Ce chapitre consiste à présenter tous les déferents efforts internes des éléments porteurs et leurs diagrammes.

VII.1 les efforts internes dans les poutres :

VII.1.1 Les efforts internes dans les poutres principales:

Toutes les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous:

➤ Tableau des sollicitations

poutres	Niveau	service	Combinaison	En travées		Aux appuis	
				M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)
Poutres principales	1	bureautique	acc	30.89	50.34	64.32	75.78
			ELU	35.17	3.34	57.45	91.65
			ELS	24.91	2.40	40.78	64.98
		habitation	acc	23.61	2.40	46.28	57.49
			ELU	28.57	0.44	37.53	67.79
			ELS	20.64	0.33	27.14	48.97
	2	habitation	acc	42.82	61.02	78.19	0.85
			ELU	30.03	1.57	50.86	72.55
			ELS	21.51	1.13	36.74	52.41
	3	habitation	acc	42.88	62.90	86.45	3.53
			ELU	29.88	1.51	56.72	75.24
			ELS	21.592	1.09	54.36	40.99
	4	habitation	acc	39.18	22.37	87.85	6.91
			ELU	29.29	0.33	59.97	76.79
			ELS	21.16	0.22	43.34	55.48
	5	terrasse	acc	32.25	53.97	77.84	8.91
			ELU	29.36	3.06	54.14	68.13
			ELS	21.35	2.24	39.30	49.50

- Les diagrammes des efforts internes sous les combinaisons statiques et la plus défavorables des actions accidentelles dans le sens transversal (x-x):

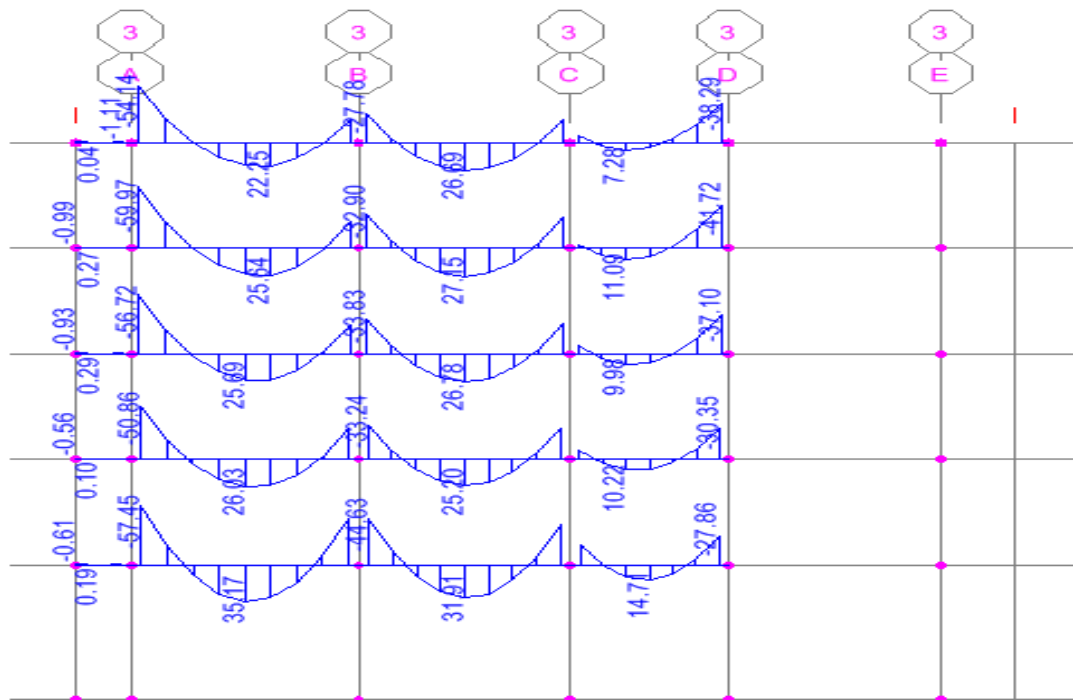


Diagramme des moments fléchissant du portique 3-3 à L'ELU

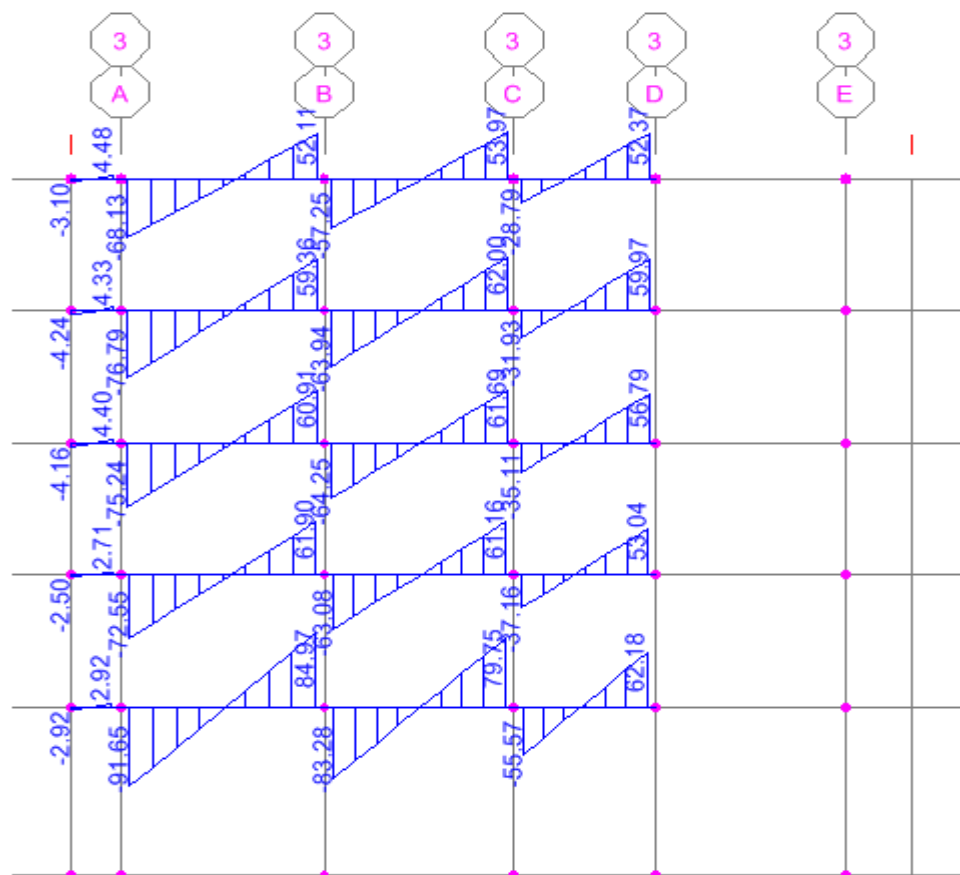


Diagramme effort tranchant du portique 3-3 à L'ELU

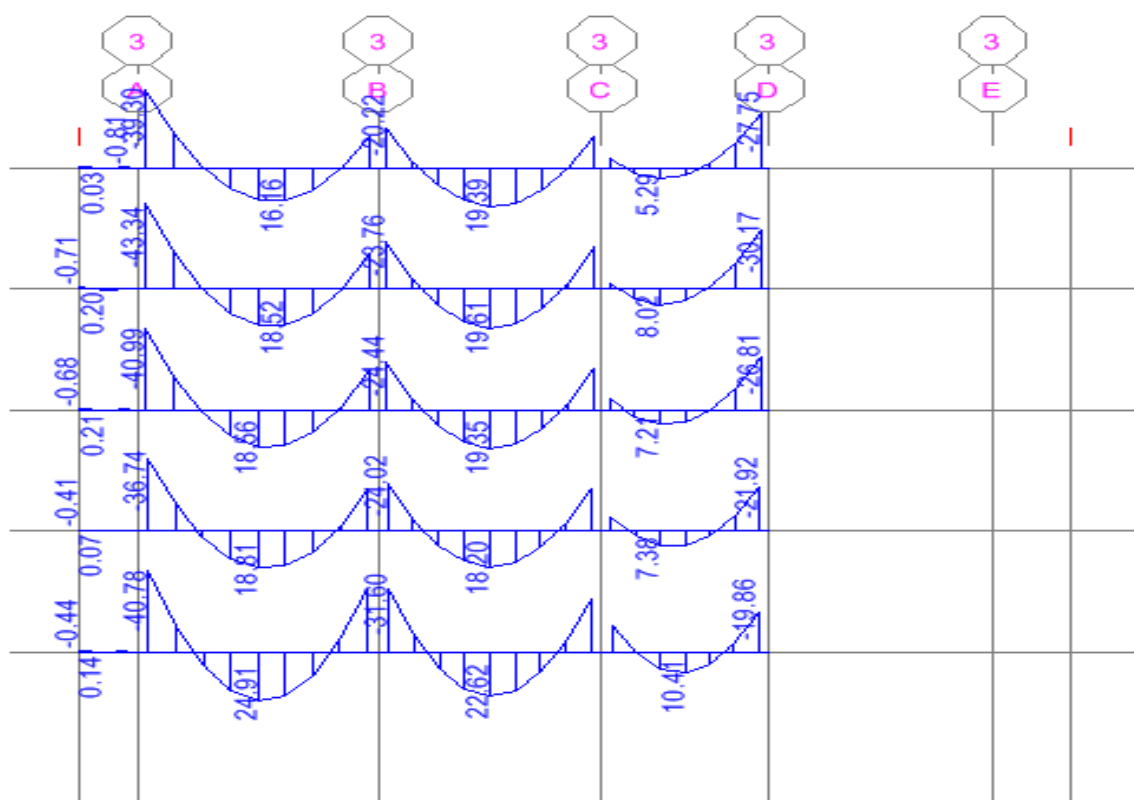


Diagramme des moments fléchissant du portique 3-3 à L'ELS

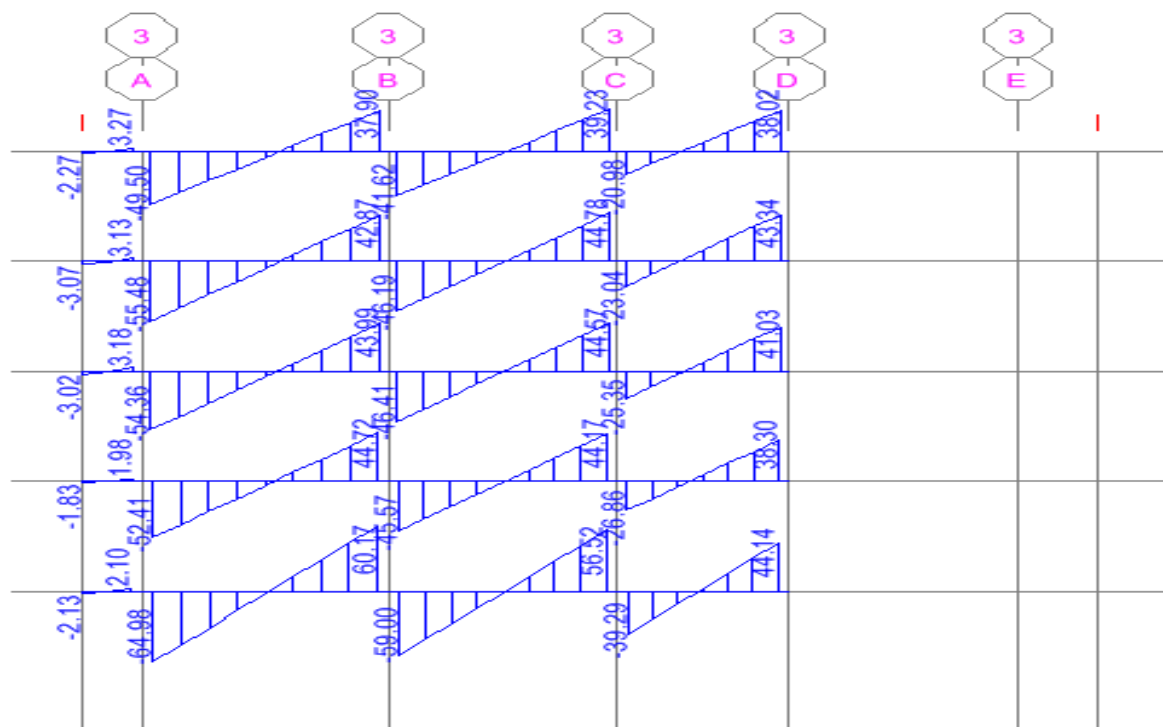


Diagramme effort tranchant du portique 3-3 à L'ELS

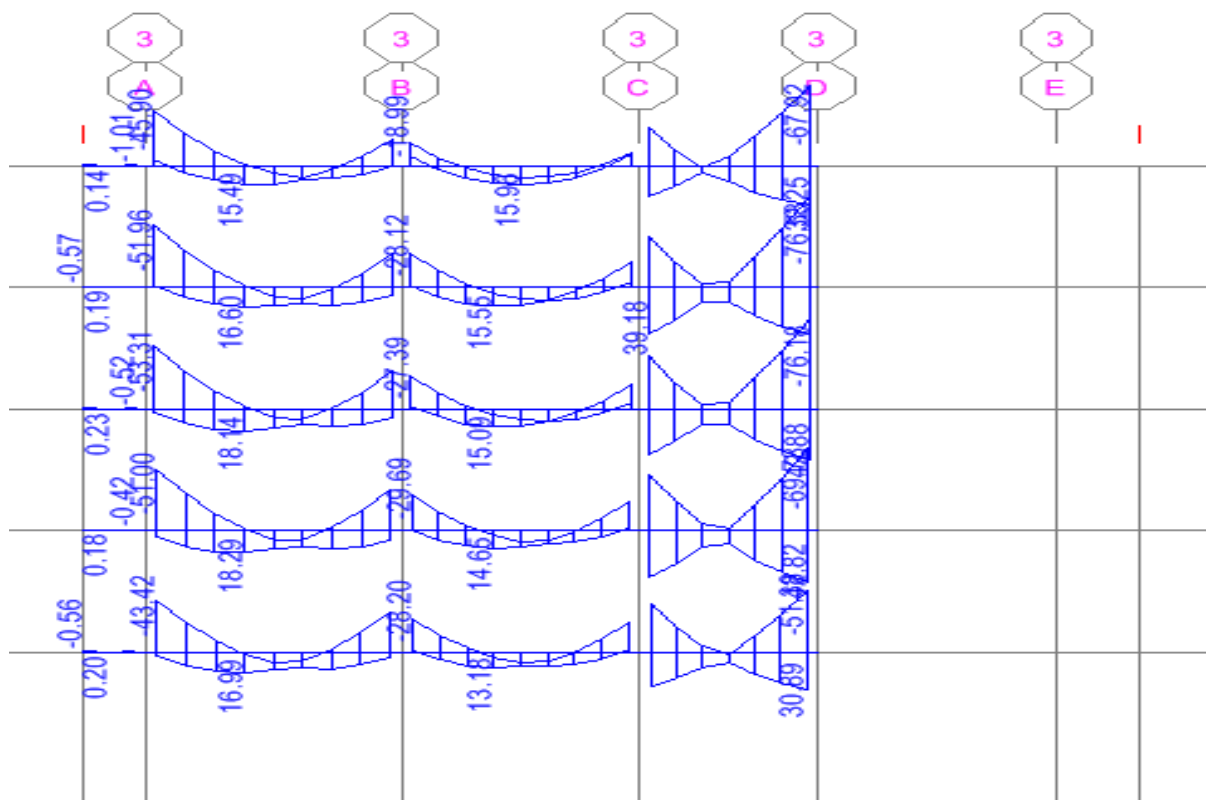


Diagramme des moments fléchissant du portique 3-3 sous l'action $0.8 \times G + EX$

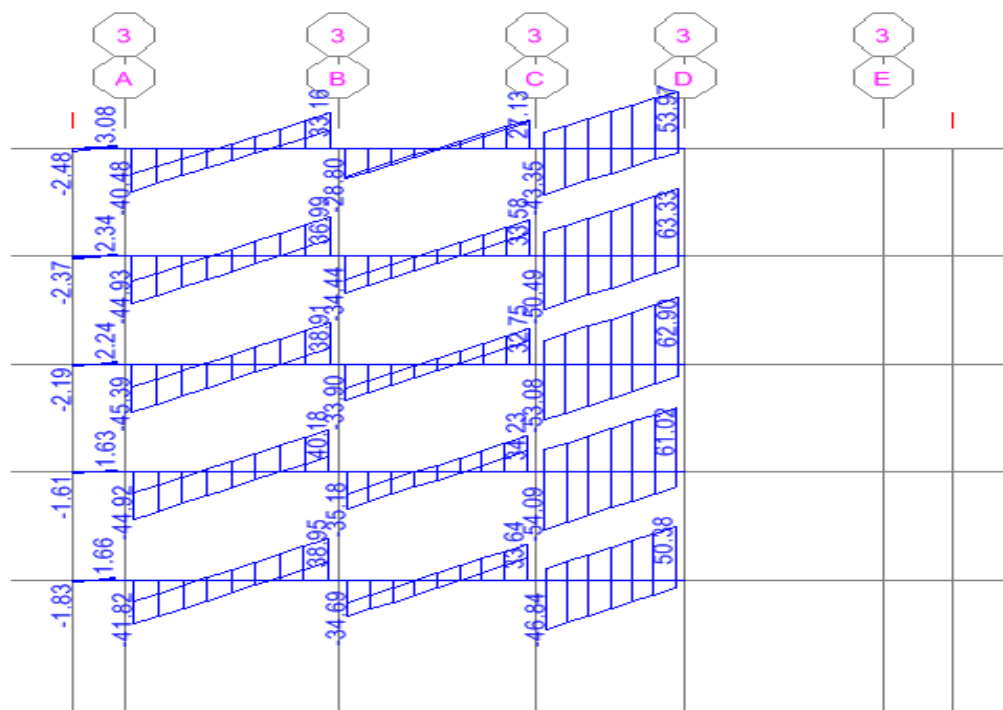


Diagramme effort tranchant du portique 3-3 sous l'action de $0.8 \times G + EX$

VII.1.2 les efforts internes dans les poutres secondaires:

Toutes les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous:

➤ **Tableau des sollicitations :**

poutres	Niveau	service	Combinaison	En travée		Aux appuis	
				M_{\max} (kN.cm)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.cm)	T_{\max} (kN)
Poutres secondaires	1	bureautique	Acc	1165	4.24	1562	11.80
			ELU	681	0.28	898	16.38
			ELS	498	0.21	648	11.79
		habitation	Acc	1213	9.01	1713	12.56
			ELU	251	0.46	667	7.16
			ELS	184	0.37	488	5.27
	2	habitation	Acc	1809	13.72	2501	16.89
			ELU	573	0.6	938	8.58
			ELS	418	0.43	685	6.30
	3	habitation	Acc	2218	15.81	3571	28.48
			ELU	820	0.64	1973	23.52
			ELS	590	0.43	1420	16.91
	4	habitation	Acc	2359	16.52	3905	30.55
			ELU	949	1.12	2190	24.83
			ELS	683	0.73	1578	17.85
	5	terrasse	Acc	2347	16.68	3513	25.40
			ELU	1161	1.95	2027	21.27
			ELS	837	1.33	1473	8.37

- Les diagrammes des efforts internes sous les combinaisons statiques et la plus défavorables des actions accidentelles dans le sens longitudinal (y-y) :

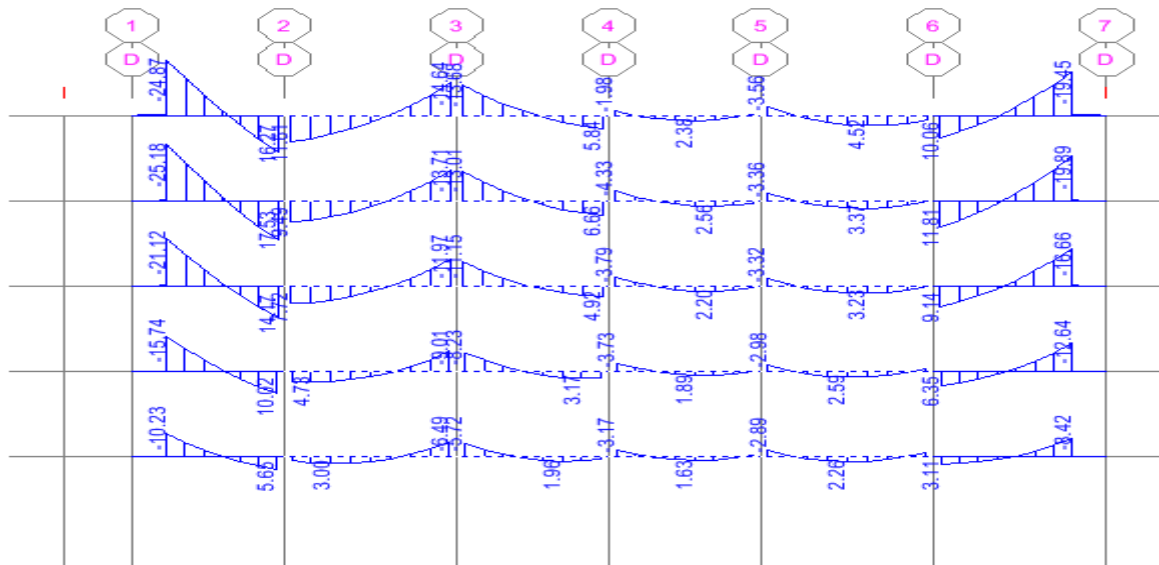


Diagramme des moments fléchissant du portique D-D à L'ELU

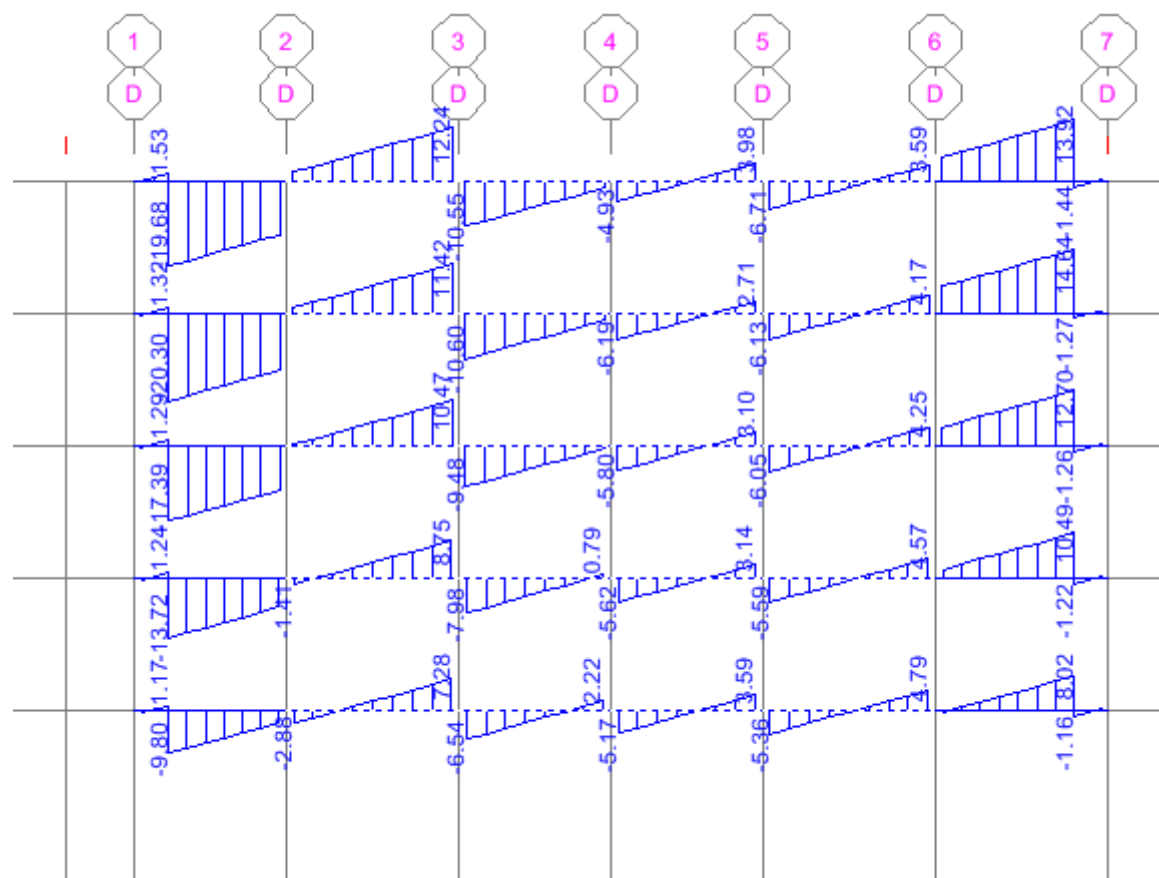


Diagramme effort tranchant du portique D-D à L'ELU

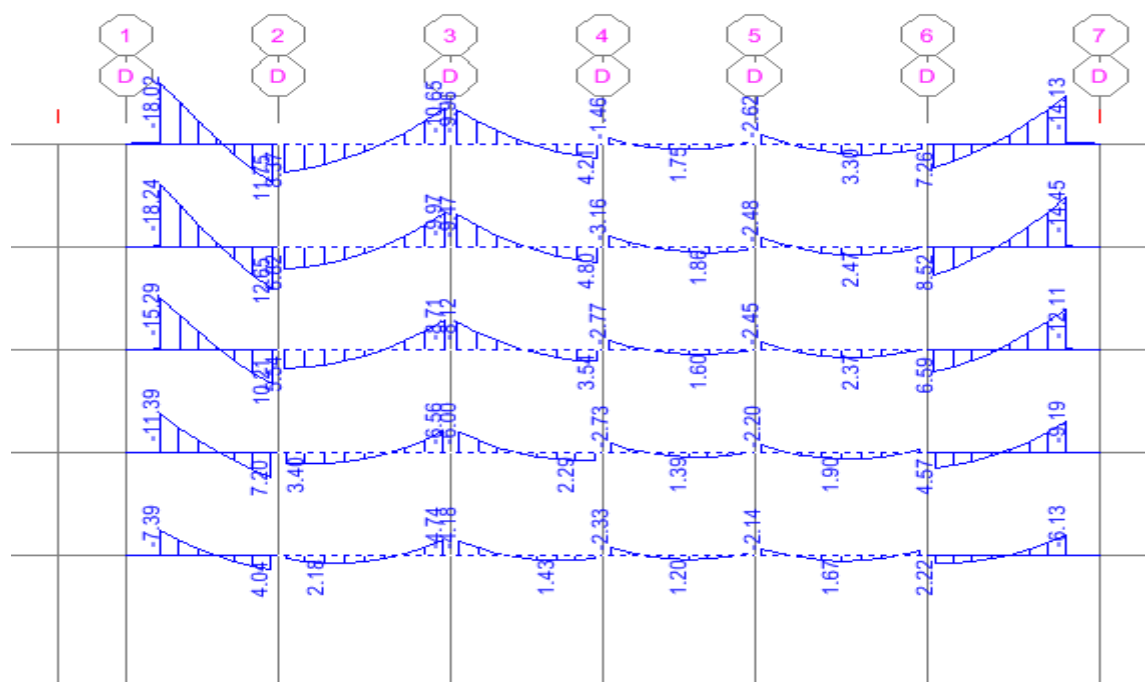


Diagramme des moments fléchissant du portique D-D à L'ELS

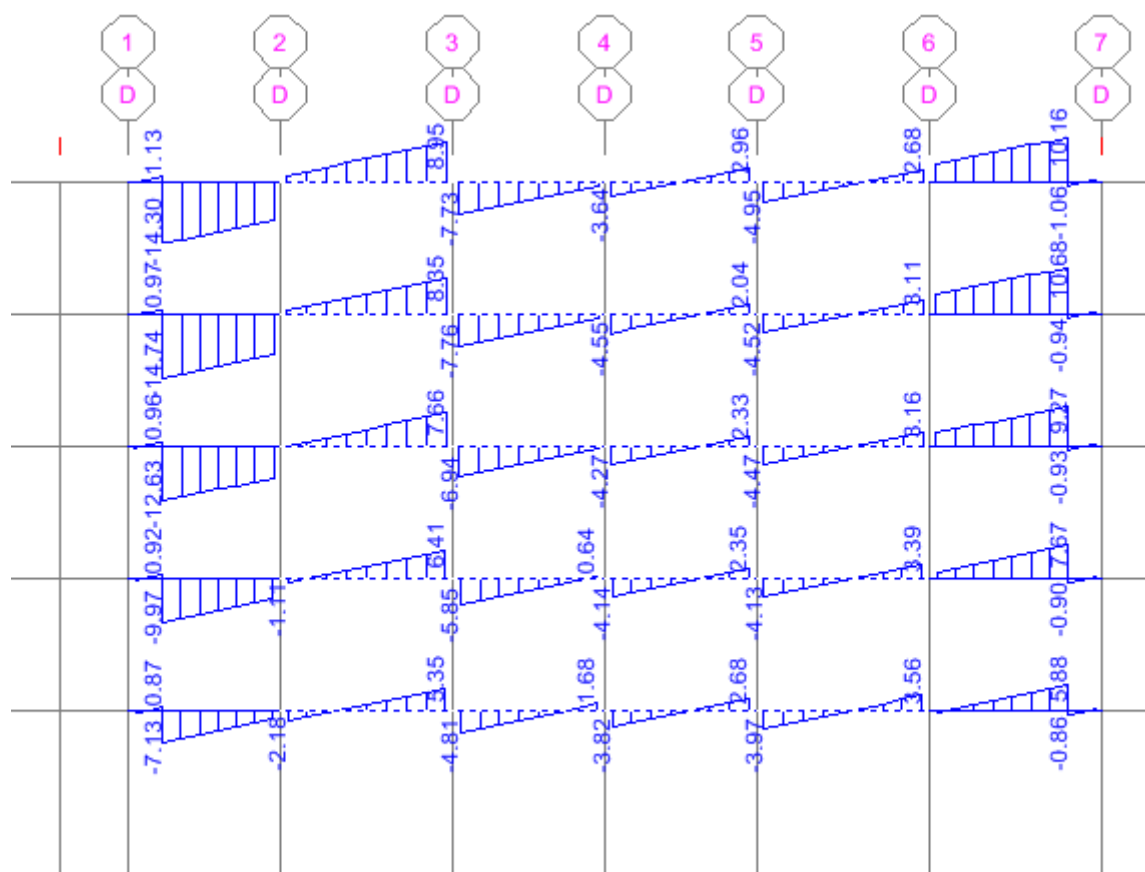
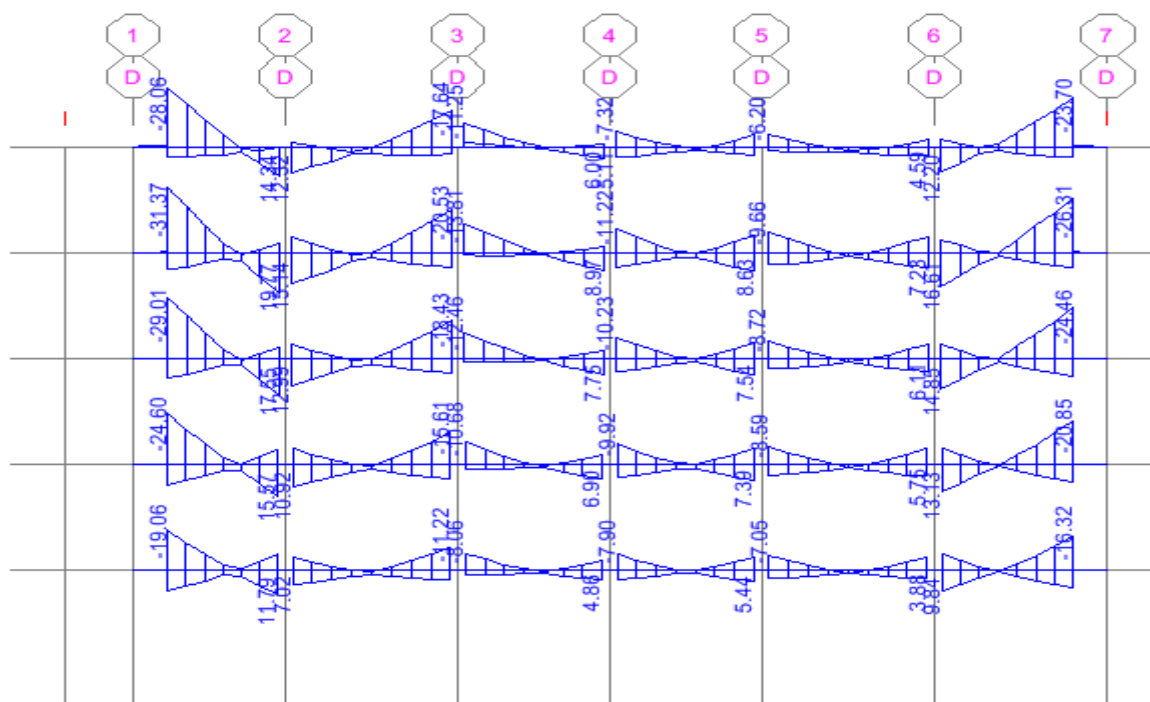
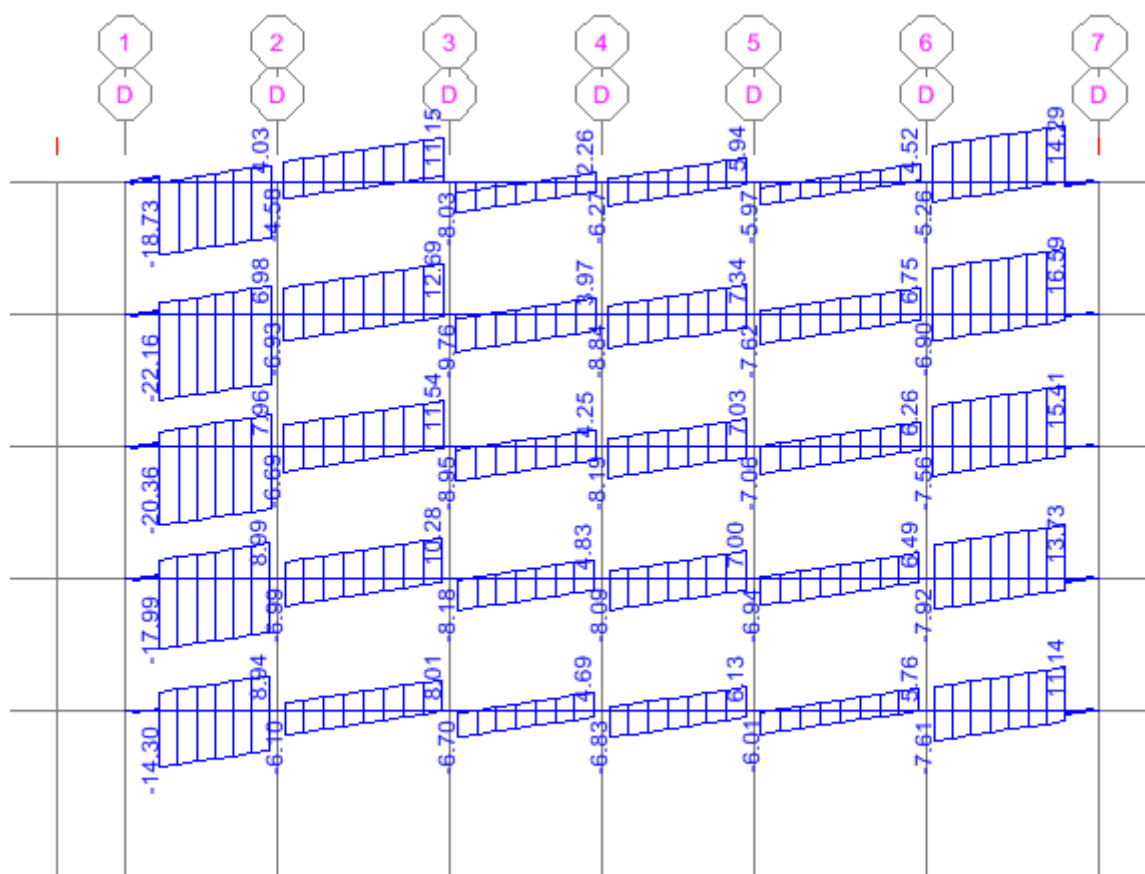


Diagramme effort tranchant du portique D-D à L'ELS

Diagramme des moments fléchissant du portique D-D sous l'action $0.8 \times G + EY$ Diagramme effort tranchant du portique D-D sous l'action $0.8 \times G + EY$

VII.2 Les efforts internes dans les poteaux

Toutes les sollicitations sont données dans le tableau ci-dessous:

➤ **tableau des sollicitations :**

poteau	Niveau	Combinaison	N _{max} (KN)	M _{cors} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cors} (KN.m)	M _{max} (KN)	N _{cors} (KN.m)
35×40	1 ^{er}	Acc	-992.70	1.52	-1193.68	14.33	25.33	-362.69
		ELU	-95.60	0.15	-817.56	0.22	17.69	-424.99
		ELS	-70.15	0.11	-590.53	0.14	12.62	-307.95
35×35	2 ^{ème}	Acc	-497.85	3.63	-631.81	9.19	43.58	-253.64
		ELU	-67.33	0.18	-606.82	3.01	26.15	-339.54
		ELS	-49.41	0.13	-440.37	2.14	11.75	-246.59
30×30	3 ^{ème}	Acc	-160.51	1.73	-347.06	17.63	31.63	-284.97
		ELU	-35.92	0.09	-450.09	1.33	15.94	-256.50
		ELS	-26.36	0.06	-326.74	0.96	9.45	-196.21
	4 ^{ème}	Acc	-62.03	2.02	-225.20	17.827	36.53	-121.69
		ELU	-21.84	0.07	-295.33	1.48	19.50	-165.36
		ELS	-16.02	0.05	-214.60	1.06	8.06	-163.23
	5 ^{ème}	Acc	-9.64	0.55	-25.88	0.73	2.01	-16.49
		ELU	-4.24	0.08	-18.31	0.12	0.24	-9.53
		ELS	-3.10	0.06	-13.44	0.09	0.17	-6.95

La disposition des voiles dans la structure

VII.2 Les efforts internes dans les voiles :

VII.2.1 Les efforts internes dans les voiles transversaux :

➤ Tableau des sollicitations des voiles du sens transversal calculées avec étais :

zone	Longueur L (m)	σ_{\max} (kN/m ²)	σ_{\min} (kN/m ²)	T_{\max} (kN)	T_u (kN)	N_s (kN)
1 ^{ère}	0.8	3819.05	-5348.77	142.11	7.34	165.11
	1.05	3635.06	-5462.91	586.7	15.48	1394.86
	1.2	4109.14	-5330.87	217.78	5.92	183.96
	4	7453.13	-8931.34	1331.17	114.76	938.95
2 ^{ème}	0.8	1314.29	-2764.92	121.29	19.77	177.33
	1.05	2361.83	-3644.56	200.99	65.58	481.85
	1.2	1610.71	-2577.17	187.09	11.56	147.34
	4	4430.59	-5577.61	1535.6	56.64	720.08
3 ^{ème}	0.8	1159.14	-1984.84	140.45	15.43	160.91
	1.05	1909.45	-2625.38	543.72	55.26	894.5
	1.2	1290.29	-1771.29	193.09	15.34	114.9
	4	2069.85	-2995.54	1093.67	114.76	541.64

VII.2.2 Les efforts internes dans les voiles longitudinaux :

➤ Tableau des sollicitations des voiles du sens longitudinal calculées avec étais :

zone	Longueur L (cm)	σ_{\max} (kN/m ²)	σ_{\min} (kN/m ²)	T_{\max} (kN)	T_u (kN)	N_s (kN)
1 ^{ère}	80	3819.05	-5348.77	142.11	7.34	165.11
	200	3635.06	-5462.91	586.7	15.48	1394.86
	350	4109.14	-5330.87	217.78	5.92	183.96
	400	7453.13	-8931.34	1331.17	114.76	938.95

2^{ème}	80	1314.29	-2764.92	121.29	19.77	177.33
	200	2361.83	-3644.56	200.99	65.58	481.85
	350	1610.71	-2577.17	187.09	11.56	147.34
	400	4430.59	-5577.61	1535.6	56.64	720.08
3^{ème}	80	1159.14	-1984.84	140.45	15.43	160.91
	200	1909.45	-2625.38	543.72	55.26	894.5
	350	1290.29	-1771.29	193.09	15.34	114.9
	400	2069.85	-2995.54	1093.67	114.76	541.64

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes sollicitations agissant sur la structure, nous allons passer au calcul du ferrailage. Pour cela, nous allons considérer deux portiques les plus sollicités, un suivant le sens longitudinal et l'autre suivant le sens transversal.

VIII.I FERRAILAGE DES POUTRES

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- **1.35G+1.5Q** ELU
- **G +Q** ELS
- **G +Q ± E** RPA 2003
- **0.8G ± E** RPA 2003

Les vérifications nécessaires se feront à l'ELS.

VIII.I.1 RECOMMANDATIONS DU RPA :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

(0.5% $b \times h$) en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% $b \times h$ en zone courante
- 6% $b \times h$ en zone de recouvrement

➤ **Le tableau représentatif des sections minimales et maximales des armatures :**

POUTRE	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} de la zone nodale (cm ²)	A_{\max} de la zone courante (cm ²)
Principales	5.00	60.00	40.00
Secondaires	4.38	52.50	35.00

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50 ϕ en zone III

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

VIII.I.2 LES ETAPES DE CALCUL :**❖ ETAT LIMITE ULTIME :**

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \times \gamma_b} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **situations durables** (1.35G + 1.5Q) dans ce cas :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Situations accidentelles** (G + Q ± E) dans ce cas :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.85$ si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

VIII.I.3. DETERMINATION DES ARMATURES :**VIII.I.3.1 Ferrailage des poutres principales :**

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec } \beta \text{ est donné en fonction de l'indice } \mu \text{ et ce dernier se calcul comme suit :}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

➤ Tableau des sollicitations :

poutres	Niveau	service	Combinaison	En travées		Aux appuis	
				M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)
Poutres principales	1	bureautique	acc	30.89	50.34	64.32	75.78
			ELU	35.17	3.34	57.45	91.65
			ELS	24.91	2.40	40.78	64.98
		habitation	acc	23.61	2.40	46.28	57.49
			ELU	28.57	0.44	37.53	67.79
			ELS	20.64	0.33	27.14	48.97
	2	habitation	acc	42.82	61.02	78.19	0.85
			ELU	30.03	1.57	50.86	72.55
			ELS	21.51	1.13	36.74	52.41
	3	habitation	acc	42.88	62.90	86.45	3.53
			ELU	29.88	1.51	56.72	75.24
			ELS	21.592	1.09	54.36	40.99
	4	habitation	acc	39.18	22.37	87.85	6.91
			ELU	29.29	0.33	59.97	76.79
			ELS	21.16	0.22	43.34	55.48
	5	terrasse	acc	32.25	53.97	77.84	8.91
			ELU	29.36	3.06	54.14	68.13
			ELS	21.35	2.24	39.30	49.50

➤ Détermination du type de ferrailage des poutres:

Le type de ferrailage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si $\mu < \mu_l \Rightarrow$ c'est une section simplement armé (SSA).
- Si non c'est une section doublement armé (SDA).

Avec : $\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$

➤ Tableau du type de ferrailage des poutres aux appuis :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	b (cm)	d (cm)	f_{bu} (kN/cm ²)	u	u_l	conclusion
Poutres principales	1	service	6432	25	38	1.85	0.096	0.392	SSA
		habitation	4628	25	38	1.85	0.069	0.392	SSA
	2	habitation	7819	25	38	1.85	0.117	0.392	SSA
	3	habitation	8645	25	38	1.85	0.129	0.392	SSA
	4	habitation	8785	25	38	1.85	0.132	0.392	SSA
	5	terrasse	7784	25	38	1.85	0.117	0.392	SSA

➤ Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées :

type de poutre	NIV	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	d (cm)	μ	β	σ_{st} (kN/cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Section
Poutres principales	1 ^{er}	service	6432	38	0.096	0.949	40.00	4.46	5.00	6.78	3HA12+3HA12
		habitation	4628	38	0.069	0.964	40.00	3.16	5.00	6.78	3HA12+3HA12
	2 ^{ème}	habitation	7819	38	0.117	0.937	40.00	5.49	5.00	6.78	3HA12+3HA12
	3 ^{ème}	habitation	86.45	38	0.129	0.930	40.00	6.12	5.00	6.78	3HA12+3HA12
	4 ^{ème}	habitation	8785	38	0.132	0.929	40.00	6.22	5.00	6.78	3HA12+3HA12
	5 ^{ème}	terrasse	5997	38	0.117	0.937	40.00	4.21	5.00	5.65	3HA12+2HA12

➤ Tableau de type de ferrailage des poutres au travée :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	b (cm)	d (cm)	f_{bu} (kN/cm ²)	u	u_l	conclusion
Poutres principales	1	service	3517	25	38	1.42	0.069	0.392	SSA
		habitation	2857	25	38	1.42	0.056	0.392	SSA
	2	habitation	4282	25	38	1.85	0.064	0.392	SSA
	3	habitation	4288	25	38	1.85	0.064	0.392	SSA
	4	habitation	3918	25	38	1.85	0.059	0.392	SSA
	5	terrasse	3225	25	38	1.85	0.048	0.392	SSA

➤ Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées :

type de poutre	NIV	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	d (cm)	μ	β	σ_{st} (kN/cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Section
Poutres principales	1 ^{er}	service	3517	38	0.069	0.964	34.8	2.76	5.00	5.65	3HA12+2HA12
		habitation	2857	38	0.056	0.971	34.8	2.22	5.00	5.65	3HA12+2HA12
	2 ^{ème}	habitation	4282	38	0.064	0.967	40.00	2.91	5.00	5.65	3HA12+2HA12
	3 ^{ème}	habitation	4288	38	0.064	0.967	40.00	2.92	5.00	5.65	3HA12+2HA12
	4 ^{ème}	habitation	3918	38	0.059	0.969	40.00	2.66	5.00	5.65	3HA12+2HA12
	5 ^{ème}	terrasse	3225	38	0.048	0.975	40.00	2.18	5.00	5.65	3HA12+2HA12

VIII.I.3.2 vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité

$$A \geq A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{\min} est inférieur à toute section d'armature adoptée => **Condition vérifiée.**

❖ vérification de l'effort tranchant aux appuis :

➤ influence sur le béton :

$$\overline{T}_U = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a > T_u^{\max}$$

$$\text{On a : } T_u^{\max} = 75.78 \text{ kN}$$

$$\overline{T}_U = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 25 \times 38 = 5699.99 \text{ kN} > T_u^{\max} = 75.78 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } A_{d'influence} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \text{ avec } 0.9 \times d = a$$

➤ Aux appuis :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	γ_s	f_e (kN/cm ²)	T_u (kN)	M (kN.cm)	a (cm)	A_d influence (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
Poutres principales	1	service	1.00	40	91.65	5745	34.2	6.49	6.78	C.V
		habitation	1.00	40	67.79	3753	34.2	4.44	6.78	C.V
	2	habitation	1.00	40	72.55	5086	34.2	5.53	6.78	C.V
	3	habitation	1.00	40	75.24	5672	34.2	6.03	6.78	C.V
	4	habitation	1.00	40	76.79	5997	34.2	6.30	6.78	C.V
	5	terrasse	1.00	40	67.13	54.14	34.2	1.72	5.65	C.V

➤ En travée :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	γ_s	f_e (kN/cm ²)	T (kN)	M (kN.cm)	a (cm)	A_d influence (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
Poutres principales	1	service	1.15	40	3.34	3517	34.2	3.05	5.65	C.V
		habitation	1.15	40	0.44	2857	34.2	2.41	5.65	C.V
	2	habitation	1.00	40	1.57	3003	34.2	2.23	5.65	C.V
	3	habitation	1.00	40	1.51	2988	34.2	2.22	5.65	C.V
	4	habitation	1.00	40	0.33	2929	34.2	2.15	5.65	C.V
	5	terrasse	1.00	40	3.06	2936	34.2	2.22	5.65	C.V

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec: } \tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \quad \text{et } \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{25}{1.15}; 5MPa)$$

➤ Tableau des vérifications :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	$T_u \max$ (kN)	b (cm ²)	d_l (cm ²)	τ_u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres principales	1	service	91.65	25	38	0.096	0.435	C.V
		habitation	67.79	25	38	0.071	0.435	C.V
	2	habitation	72.55	25	38	0.076	0.435	C.V
	3	habitation	75.24	25	38	0.079	0.435	C.V
	4	habitation	76.79	25	38	0.081	0.435	C.V
	5	terrasse	67.13	25	38	0.071	0.435	C.V

Observation :

Toutes les conditions sont vérifiées

❖ vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec } \tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d \sum u} \text{ et } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.85 \text{ MPa}$$

➤ Tableau des vérifications aux appuis:

type de poutre	NIV	type de plancher	T _{max} (kN)	A (cm)	La section	∑ ^u (cm)	τ _u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres principales	1	service	91.65	34.2	3HA12+3HA12	22.61	0.119	0.285	C.V
		habitation	67.79	34.2	3HA12+2HA12	22.61	0.088	0.285	C.V
	2	habitation	72.55	34.2	3HA12+3HA12	22.61	0.094	0.285	C.V
	3	habitation	75.24	34.2	3HA12+3HA12	22.61	0.097	0.285	C.V
	4	habitation	76.79	34.2	3HA12+3HA12	22.61	0.099	0.285	C.V
	5	terrasse	67.13	34.2	3HA12+2HA12	18.84	0.104	0.285	C.V

➤ Tableau des vérifications en travée :

type de poutre	NIV	type de plancher	T _{max} (kN)	A (cm)	La section	∑ ^u (cm)	τ _u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres principales	1	service	3.34	34.2	3HA12+2HA12	18.48	0.005	0.285	C.V
		habitation	0.44	34.2	3HA12+2HA12	18.48	0.005	0.285	C.V
	2	habitation	1.57	34.2	3HA12+2HA12	18.48	0.002	0.285	C.V
	3	habitation	1.51	34.2	3HA12+2HA12	18.48	0.002	0.285	C.V
	4	habitation	0.33	34.2	3HA12+2HA12	18.48	0.001	0.285	C.V
	5	terrasse	3.06	34.2	3HA12+2HA12	18.48	0.005	0.285	C.V

VIII.I.3.3 Vérification à l'ELS :**❖ Vérification des contraintes dans le béton**

on doit avoir : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$

Calcul de : $\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$

Calcul de : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_u}$

➤ Tableau des vérifications aux appuis :

type de poutre	NIV	type de plancher	A (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ	β	K_1	M_{ser} (kN.cm)	σ_s ($\frac{kN}{cm^2}$)	σ_b ($\frac{kN}{cm^2}$)	$\bar{\sigma}_b$ ($\frac{kN}{cm^2}$)	Obser
Poutres principales	1	service	6.78	25	38	0.714	0.877	25.94	4075	18.03	0.695	1.5	C.V
		habitation	6.78	25	38	0.714	0.877	25.94	2714	12.01	0.463	1.5	C.V
	2	habitation	6.78	25	38	0.714	0.877	25.94	3674	16.26	0.627	1.5	C.V
	3	habitation	6.78	25	38	0.714	0.877	25.94	5436	24.06	0.927	1.5	C.V
	4	habitation	6.78	25	38	0.714	0.877	25.94	4334	19.18	0.739	1.5	C.V
	5	terrasse	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	3930	20.68	0.797	1.5	C.V

➤ Tableau des vérifications en travée :

type de poutre	NIV	type de plancher	A (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ	β	K_1	M_{ser} (kN.cm)	σ_s ($\frac{kN}{cm^2}$)	σ_b ($\frac{kN}{cm^2}$)	$\bar{\sigma}_b$ ($\frac{kN}{cm^2}$)	Obser
Poutres principales	1	service	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	2491	13.11	0.505	1.5	C.V
		habitation	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	2064	10.86	0.419	1.5	C.V
	2	habitation	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	2151	11.32	0.436	1.5	C.V
	3	habitation	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	2159	11.36	0.438	1.5	C.V
	4	habitation	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	2116	11.14	0.429	1.5	C.V
	5	terrasse	5.65	25	38	0.595	0.885	25.94	2135	11.24	0.433	1.5	C.V

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des états intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{40}{430} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{40}{430} = 0.09 > \frac{4334}{10 \times 5098.82} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.6}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{25 \times 38} = 0.008 < \frac{4.6}{400} = 0.012 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande travée dans le sens transversal.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant isostatique max en travée de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues.

❖ **Remarque :**

Toutes les conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

VIII.I.4 Ferrailage des poutres secondaires:

$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ Avec β est donné en fonction de l'indice μ et ce dernier se calcul comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

➤ Tableau des sollicitations :

poutres	Niveau	service	Combinaison	En travée		Aux appuis	
				M _{max} (kN.cm)	T _{max} (kN)	M _{max} (kN.cm)	T _{max} (kN)
Poutres secondaires	1	bureautique	Acc	1165	4.24	1562	11.80
			ELU	681	0.28	898	16.38
			ELS	498	0.21	648	11.79
		habitation	Acc	1213	9.01	1713	12.56
			ELU	251	0.46	667	7.16
			ELS	184	0.37	488	5.27
	2	habitation	Acc	1809	13.72	2501	16.89
			ELU	573	0.6	938	8.58
			ELS	418	0.43	685	6.30
	3	habitation	Acc	2218	15.81	3571	28.48
			ELU	820	0.64	1973	23.52
			ELS	590	0.43	1420	16.91
	4	habitation	Acc	2359	16.52	3905	30.55
			ELU	949	1.12	2190	24.83
			ELS	683	0.73	1578	17.85
	5	terrasse	Acc	2347	16.68	3513	25.40
			ELU	1161	1.95	2027	21.27
			ELS	837	1.33	1473	8.37

➤ Détermination du type de ferrailage des poutres:

Le type de ferrailage se fait par rapport à la condition suivante :

- Si $\mu < \mu_l \Rightarrow$ c'est une section simplement armé (SSA).
- Si non c'est une section doublement armé (SDA).

Avec : $\mu = \frac{M}{b \times d \times f_{bc}}$

➤ Tableau de type de ferrailage des poutres aux appuis:

type de poutre	NIV	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	b (cm)	d (cm)	f_{bu} (kN/cm ²)	u	u_l	conclusion
Poutres secondaires	1	service	1563	25	33	1.85	0.031	0.392	SSA
		habitation	1713	25	33	1.85	0.034	0.392	SSA
	2	habitation	2507	25	33	1.85	0.050	0.392	SSA
	3	habitation	3571	25	33	1.85	0.071	0.392	SSA
	4	habitation	3905	25	33	1.85	0.078	0.392	SSA
	5	terrasse	3522	25	33	1.85	0.070	0.392	SSA

➤ Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées:

type de poutre	NIV	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	d (cm)	μ	β	σ_{st} (kN/cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Section
Poutres secondaires	1 ^{er}	service	1563	33	0.031	0.984	40	1.20	4.38	4.62	3HA14
		habitation	1713	33	0.034	0.983	40	1.32	4.38	4.62	3HA14
	2 ^{ème}	habitation	2507	33	0.050	0.974	40	1.95	4.38	4.62	3HA14
	3 ^{ème}	habitation	3571	33	0.071	0.963	40	2.81	4.38	4.62	3HA14
	4 ^{ème}	habitation	3905	33	0.078	0.959	40	3.08	4.38	4.62	3HA14
	5 ^{ème}	terrasse	3522	33	0.070	0.964	40	2.77	4.38	4.62	3HA14

➤ Tableau de type de ferrailage des poutres en travée:

type de poutre	NIV	type de plancher	M_{\max} (kN.cm)	b (cm)	d (cm)	f_{bu} (kN/cm ²)	u	u_l	Conclusion
Poutres secondaires	1	service	1165	25	33	40	0.001	0.392	SSA
		habitation	1213	25	33	40	0.001	0.392	SSA
	2	habitation	1809	25	33	40	0.002	0.392	SSA
	3	habitation	2218	25	33	40	0.002	0.392	SSA
	4	habitation	2359	25	33	40	0.002	0.392	SSA
	5	terrasse	2347	25	33	40	0.002	0.392	SSA

➤ Tableau des sections d'armatures calculées et celles adoptées :

type de poutre	NIV	type de plancher	M _{max} (kN.cm)	d (cm)	μ	β	σ _{st} (kN/cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Section
Poutres secondaires	1 ^{er}	service	1165	33	0.001	0.999	40.00	0.88	4.38	4.62	3HA14
		habitation	1213	33	0.001	0.999	40.00	0.92	4.38	4.62	3HA14
	2 ^{ème}	habitation	1809	33	0.002	0.999	40.00	1.37	4.38	4.62	3HA14
	3 ^{ème}	habitation	2218	33	0.002	0.999	40.00	1.68	4.38	4.62	3HA14
	4 ^{ème}	habitation	2359	33	0.002	0.999	40.00	1.79	4.38	4.62	3HA14
	5 ^{ème}	terrasse	2347	33	0.002	0.999	40.00	1.78	4.38	4.62	3HA14

VIII.I.4.1 vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité

$$A \geq A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{\min} est inférieur à toutes sections d'armatures adoptées => **Condition vérifiée.**

❖ vérification de l'effort tranchant aux appuis :

➤ influence sur le béton :

$$T_u^{\max} = 24.83 \text{ kN}$$

$$\overline{T}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

$$\overline{T}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 25 \times 33 = 4950 \text{ kN} > T_u = 24.83 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } A_{d'influence} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

➤ Aux appuis :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	γ_s	f_e (kN/cm ²)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.cm)	d (cm)	$A_{d'influence}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
Poutres secondaires	1	service	1.15	40	16.38	900	29.7	1.34	4.62	C. V
		habitation	1.15	40	7.16	667	29.7	0.85	4.62	C.V
	2	habitation	1.15	40	5.58	938	29.7	1.07	4.62	C.V
	3	habitation	1.15	40	23.52	1973	29.7	2.59	4.62	C.V
	4	habitation	1.15	40	24.83	2190	29.7	2.83	4.62	C.V
	5	terrasse	1.15	40	21.27	2067	29.7	2.61	4.62	C.V

➤ En travée:

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	γ_s	f_e (kN/cm ²)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.cm)	A (cm)	$A_{d'influence}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation
Poutres secondaires	1	service	1.15	40	16.38	900	29.7	1.34	4.62	C. V
		habitation	1.15	40	8.02	842	29.7	1.05	4.62	C.V
	2	habitation	1.15	40	14.01	805	29.7	1.15	4.62	C.V
	3	habitation	1.15	40	23.52	1973	29.7	0.7	4.62	C.V
	4	habitation	1.15	40	24.83	2190	29.7	1.34	4.62	C.V
	5	terrasse	1.15	40	21.27	20.27	29.7	1.05	4.62	C.V

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \text{ Avec: } \tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

➤ aux appuis :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	T_{\max} (kN)	b (cm ²)	d _l (cm ²)	τ_u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres secondaires	1	service	16.38	25	33	0.020	0.435	C.V
		habitation	8.02	25	33	0.010	0.435	C.V
	2	habitation	14.01	25	33	0.017	0.435	C.V
	3	habitation	23.52	25	33	0.029	0.435	C.V
	4	habitation	24.83	25	33	0.030	0.435	C.V
	5	terrasse	21.27	25	33	0.026	0.435	C.V

➤ En travées :

type de poutre	NIVEAU	type de plancher	T_{\max} (kN)	b (cm ²)	d_l (cm ²)	τ_u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres secondaires	1	service	0.28	25	33	0.000	0.435	C.V
		habitation	0.46	25	33	0.001	0.435	C.V
	2	habitation	0.60	25	33	0.001	0.435	C.V
	3	habitation	0.64	25	33	0.001	0.435	C.V
	4	habitation	1.12	25	33	0.001	0.435	C.V
	5	terrasse	1.95	25	33	0.002	0.435	C.V

❖ vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ Mpa} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

➤ aux appuis :

type de poutre	NIV	type de plancher	T_{\max} (kN)	a (cm)	La section	$\sum u$ (cm)	τ_u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres secondaires	1	service	16.38	29.7	3HA14	13.19	0.042	0.285	C.V
		habitation	8.02	29.7	3HA14	13.19	0.020	0.435	C.V
	2	habitation	14.01	29.7	3HA14	13.19	0.036	0.435	C.V
	3	habitation	23.52	29.7	3HA14	13.19	0.60	0.435	C.V
	4	habitation	24.83	29.7	3HA14	13.19	0.063	0.435	C.V
	5	terrasse	21.27	29.7	3HA14	13.19	0.054	0.435	C.V

➤ En travées :

type de poutre	NIV	type de plancher	T_{\max} (kN)	a (cm)	La section	$\sum u$ (cm)	τ_u (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ (kN/cm ²)	Observation
Poutres secondaires	1	service	0.28	29.7	3HA14	13.19	0.001	0.285	C.V
		habitation	0.46	29.7	3HA14	13.19	0.001	0.435	C.V
	2	habitation	0.60	29.7	3HA14	13.19	0.002	0.435	C.V
	3	habitation	0.64	29.7	3HA14	13.19	0.002	0.435	C.V
	4	habitation	1.12	29.7	3HA14	13.19	0.003	0.435	C.V
	5	terrasse	1.95	29.7	3HA14	13.19	0.005	0.435	C.V

VIII.I.4.2 Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton

On doit avoir :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Calcul de : } \rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

$$\text{Calcul de : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_u}$$

➤ Tableau des vérifications aux appuis:

type de poutre	NIV	type de plancher	A (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ	β	K_1	M_{ser} (kN.cm)	σ_s (kN/cm ²)	σ_b (kN/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kN/cm ²)	Obser
Poutres secondaires	1	service	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	4078	30.02	0.971	1.5	C.V
		habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	2714	19.98	0.646	1.5	C.V
	2	habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	3674	27.05	0.875	1.5	C.V
	3	habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	5436	40.02	1.295	1.5	C.V
	4	habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	4334	31.90	1.032	1.5	C.V
	5	terrasse	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	3930	28.93	0.936	1.5	C.V

➤ Tableau des vérifications en travée:

type de poutre	NIV	type de plancher	A (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ	β	K_1	M_{ser} (kN.cm)	σ_s (kN/cm ²)	σ_b (kN/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kN/cm ²)	Obser
Poutres secondaires	1	service	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	489	3.60	0.116	1.5	C.V
		habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	184	1.35	0.044	1.5	C.V
	2	habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	418	3.08	0.100	1.5	C.V
	3	habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	590	4.34	0.141	1.5	C.V
	4	habitation	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	683	5.03	0.163	1.5	C.V
	5	terrasse	4.62	25	33	0.560	0.891	30.91	837	6.16	0.199	1.5	C.V

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{35}{400} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{35}{400} = 0.088 > \frac{2190}{10 \times 2576.47} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 33} = 0.006 < \frac{4.6}{400} = 0.012 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande travée dans le sens transversal.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant isostatique max en travée de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues.

VIII.I.5 Calcul des armatures transversales:

VIII.I.5.1 Diamètre des aciers:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L \max}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section de la poutre va contenir **1cadre et 1étrier** ce qui donne la section d'armatures transversale égale à :

$$A_t = \frac{4 \times \pi \times \phi_t^2}{4}$$

$$A_t = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{donc 4HA8}$$

VIII.I.5.2 Espacement des aciers :

Selon le RPA99 (art 7.4.22) [2], l'espacement entre les armatures transversales est :

Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \right) \Leftrightarrow S_t \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right) \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend: } S_t = 20 \text{ cm}$

VIII.I.5.3 Longueur de recouvrement:

La longueur de recouvrement est de 50ϕ en zone III d'où

$$L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

VIII.I.5.4 Longueur de la zone nodale:

$$L' = h_p \times 2 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

VIII.II Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, puis vérifiés à l'état limite de service.

REMARQUE

Le ferrailage des poteaux est effectué suivant les cas les plus défavorables, selon les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0.8G \pm E$ RPA 2003

On tenant compte des trois types de sollicitations ; à savoir :

- un effort normal maximal et moment correspondant,
- un effort normal minimal et moment correspondant,
- un moment maximal et effort normal correspondant.
- Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

VIII.II.1 RECOMMANDATIONS DU RPA99 :**❖ armature longitudinal (Art 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des aciers est de 0.9% $b \times h$ (zone III).

Le pourcentage maximal est de :

4% $b \times h$ en zone courante

6% $b \times h$ en zone de recouvrement.

➤ Le tableau représentatif des sections minimales et maximales des armatures :

Poteau	A_{min} en cm^2	A_{max} de la zone nodale en cm^2	A_{max} de la zone courante en cm^2
35×40	12.60	84.00	56.00
35×35	11.03	73.50	49.00
30×30	8.10	54.00	36.00

Le diamètre minimum est de 12mm,

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III),

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

❖ armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

➤ Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

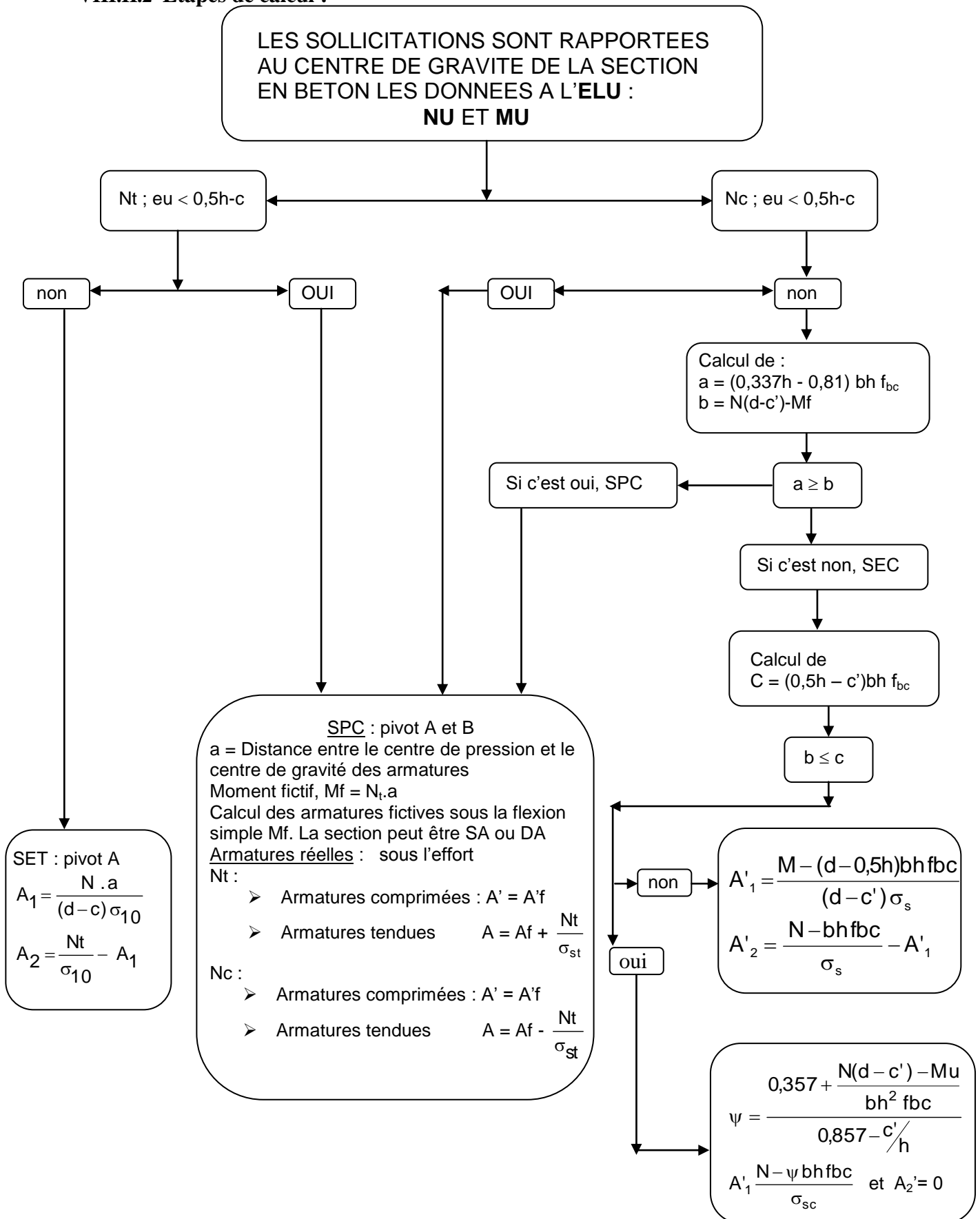
$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi \text{ cheminées} > 12 \text{ cm}$) 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 $10\Phi_{\min}$.

VIII.II.2 Etapes de calcul :



➤ tableau des sollicitations :

poteau	Niveau	Combinaison	N _{max} (KN)	M _{cors} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cors} (KN.m)	M _{max} (KN)	N _{Cors} (KN.m)
35×40	1 ^{er}	Acc	-992.70	1.52	-1193.68	14.33	25.33	-362.69
		ELU	-95.60	0.15	-817.56	0.22	17.69	-424.99
		ELS	-70.15	0.11	-590.53	0.14	12.62	-307.95
35×35	2 ^{ème}	Acc	-497.85	3.63	-631.81	9.19	43.58	-253.64
		ELU	-67.33	0.18	-606.82	3.01	26.15	-339.54
		ELS	-49.41	0.13	-440.37	2.14	11.75	-246.59
30×30	3 ^{ème}	Acc	-160.51	1.73	-347.06	17.63	31.63	-284.97
		ELU	-35.92	0.09	-450.09	1.33	15.94	-256.50
		ELS	-26.36	0.06	-326.74	0.96	9.45	-196.21
	4 ^{ème}	Acc	-62.03	2.02	-225.20	17.827	36.53	-121.69
		ELU	-21.84	0.07	-295.33	1.48	19.50	-165.36
		ELS	-16.02	0.05	-214.60	1.06	8.06	-163.23
	5 ^{ème}	Acc	-9.64	0.55	-25.88	0.73	2.01	-16.49
		ELU	-4.24	0.08	-18.31	0.12	0.24	-9.53
		ELS	-3.10	0.06	-13.44	0.09	0.17	-6.95

VIII.II.3 Calcul du ferraillage des poteaux :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c \quad \text{Ce qui donne une section entièrement comprimée.}$$

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{h}{2} - c \quad \text{Ce qui donne une section partiellement comprimée.}$$

❖ Exemple de calcul

➤ Le niveau **I (35×40)** sous **N_{max}** et **M_{cor}** :

On a: **N_{max}** = -992.70kN et **M_{cor}** = 152.30 kN.cm

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{152.30}{992.70} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{enrobage} = 2 \text{ cm}$$

❖ Le calcul de : $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337h - 0.81) \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

❖ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_G + N (h/2 - c)$$

$$\text{Avec : } M_G = N \times e_{\text{total}} ; e_{\text{total}} = e + e_{\text{add}} \quad \text{et } e_{\text{add}} = \max \{2 \text{ cm}, L/250\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{total}} = 0.15 + 2 = 2.15 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } M_G = 992.70 \times 2.15 = 2134.31 \text{ kN.cm} \Rightarrow M_f = 8662.73 \text{ kN.cm}$$

$$b = (d-c) \times N_u - M_f = (38-2) \times 992.70 - 8662.73 = 27074.47 \text{ kN.cm}$$

$$a = (0.337h - 0.81) \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 \times 40 - 0.81) \times 35 \times 40 \times 1.42 = 25187.96 \text{ kN.cm}$$

$$\Rightarrow a < b \Rightarrow \text{SEC}$$

❖ Calcul de « C » :

$$\text{Avec : } C = (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 40 - 2) \times 35 \times 40 \times 1.42 = 35784 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Ce qui nous donne } b < c \Rightarrow \text{SSA}$$

❖ Calcul des armatures:

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{992.70 \times (38 - 2) - 8662.73}{35 \times 40^2 \times 1.42}}{0.8571 - \frac{2}{40}} = 0.86$$

$$A_1 = \frac{992.70 - 0.86 \times 35 \times 40 \times 1.42}{34.8} = -20.60$$

$$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } A' = 0 \text{ cm}^2$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	M _G (KN.cm)	M _f (KN.cm)	Nature	Obs	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (A _s)	Section adopté (cm ²)
I	35×40	N _{max} -M _{corr}	-992.70	152.30	0.15	18	2134.31	8662.73	SEC	SSA	0.00	0.00	12.60	6HA14+4HA12	13.75
		N _{min} - M _{corr}	-1193.68	1433.00	1.2	18	2819.78	8662.73	SEC	SSA	0.00	0.00			
		N _{corr} -M _{max}	-362.69	2532.6	6.98	18	3256.96	9785.38	SEC	SSA	0.00	0.00			
II	35×35	N _{max} -M _{corr}	-497.85	363.30	0.73	15.5	1359.13	1722.56	SEC	SSA	0.00	0.00	11.03	4HA14+4HA14	12.31
		N _{min} - M _{corr}	-631.81	919.40	1.46	15.5	2186.06	1722.56	SEC	SSA	0.00	0.00			
		N _{corr} -M _{max}	-253.64	4358.20	17.18	15.5	4864.82	8796.24	SPC	SSA	0.00	0.98			
III	30×30	N _{max} -M _{corr}	-160.51	173.20	1.08	13	494.37	667.72	SEC	SSA	0.00	0.00	8.10	4HA12+4HA12	9.05
		N _{min} - M _{corr}	-450.09	133.20	0.30	13	1035.21	667.72	SEC	SSA	0.00	0.00			
		N _{corr} -M _{max}	-184.97	3163.10	17.10	13	3532.93	5978.48	SPC	SSA	0.00	1.31			
IV	30×30	N _{max} -M _{corr}	-62.03	201.05	3.25	13	325.66	527.26	SEC	SSA	0.00	0.00	8.10	4HA12+4HA12	9.05
		N _{min} - M _{corr}	-295.33	147.80	0.50	13	738.33	527.26	SEC	SSA	0.00	0.00			
		N _{corr} -M _{max}	-121.69	3653.40	30.02	13	3896.51	5470.48	SPC	SSA	0.00	2.33			
V	30×30	N _{max} -M _{corr}	-9.64	54.70	5.67	13	73.94	128.60	SEC	SSA	0.00	0.00	8.10	4HA12+4HA12	9.05
		N _{min} - M _{corr}	-25.88	73.20	2.83	13	125.00	128.60	SEC	SSA	0.00	0.00			
		N _{corr} -M _{max}	-16.49	200.90	12.18	13	233.83	448.20	SEC	SSA	0.00	0.00			

VIII.II.6 Vérification des exigences du RPA :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

VIII.II.6.1 Diamètre des aciers :

D'après le **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec : Φ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : **$A_t = 1.00 \text{ cm}^2 = 2 \text{ HA8}$**

VIII.II.6.2 Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " S_t " des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_l^{\min}; \frac{b}{2}; \frac{h}{2}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 12 \text{ cm}$

Avec : Φ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales

VIII.II.6.3 Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)

❖ Pour les HA14 :

$$L_r = 50 \Phi_t = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA12 :

$$L_r = 50 \Phi_t = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$

VIII.II.6.4 La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$f_e = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0.6 \Psi_s^2 f_{t28}}$$

Avec :

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

 $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence. Φ : Diamètre maximale des armatures.

$$\text{❖ Pour les HA14 : } L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

$$\text{❖ Pour les HA12 : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$ **VIII.II.6.5 Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h: Hauteur de la poutre.

 (b_1, h_1) : Dimensions du poteau. h_e : Hauteur entre nus des poutres.

• poteau du RDC :

$$\hat{h} = \max \{ 65.17; 40; 35, 60 \text{ cm} \}$$

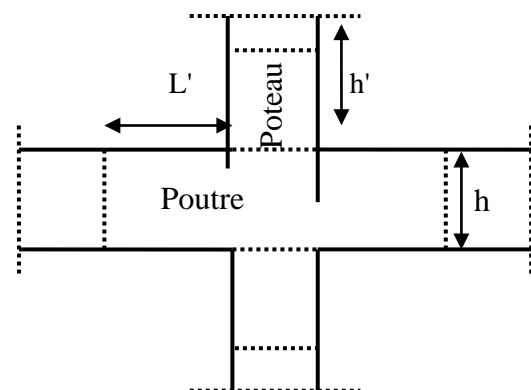
Donc : $h' = 70 \text{ cm}$ 

Figure VIII.1: Délimitation de la zone nodale

- poteau des étages courants :

$$\hat{h} = \max\{51; 35; 35, 60\text{cm}\}$$

Donc : $h' = 60\text{ cm}$

VIII.II.7 Vérifications à L'ELU :

VIII.II.7.1 Vérification de la condition de non fragilité: (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{Avec} \quad l_f = 0.7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : RDC = 3.91 m

$$l_f = 0.7 \times 3.91 = 2.73\text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.73}{0.35} = 7.80$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 7.80 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

❖ En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05\text{ cm}^2$$

❖ En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 12 = 1.26\text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.05\text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.26\text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.II.7.2 Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA99/ 2003)

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible:

Selon **RPA99** : $\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

❖ **Calcul de la contrainte dans le béton:**

$$\tau_b = \frac{N_u}{b \cdot d} = \frac{7.94}{35 \times 40} = 0.0056 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

❖ **Calcul de la contrainte admissible dans le béton:**

$$\text{On a: } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 6.545 > 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

❖ **Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e} \times S_t$$

VIII.II.8 Vérification à l'ELS:

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifier :

VIII.II.8.1 Contrainte dans le béton

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

On a deux cas à vérifiée à l'ELS :

$$\text{Si : } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

Niveaux	N _u (KN)	λ _g	ρ _a	h (cm)	ρ _b	A _t (cm ²)	A _{ad}	S _t	τ _b (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Conclusion
1 ^{er}	7.94	7.82	2.5	40	0.075	0.12	2HA8 = 2.01 cm ²	Zone nodale: S _t = 10cm	0.007	0.187	Vérifiée
2 ^{ème}	16.99	6.12	2.5	35	0.075	0.30			0.015	0.187	Vérifiée
3 ^{ème}	11.11	7.14	2.5	30	0.075	0.23			0.013	0.187	Vérifiée
4 ^{ème}	12.55	7.14	2.5	30	0.075	0.26			0.015	0.187	Vérifiée
5 ^{ème}	15.54	7.14	2.5	30	0.075	0.32			0.019	0.187	Vérifiée

❖ Vérification des contraintes

La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta \times (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right] \quad \text{et } V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A_s \times (V_1 - c)^2 + A'_s \times (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que : $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_s$$

Si : $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \div y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

➤ Tableau représentatif des différentes vérifications :

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	h/6 (cm)	A' (cm ²)	A (cm ²)	Nature	S (cm ²)	B ₀ (cm ²)	V ₁	V ₂	I (cm ⁴)	σ_b (kN/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kN/cm ²)	Obse
I	35×40	N_{max}-M_{corr}	-70.15	11.00	0.16	6.67	0.00	0.00	SEC	1432.7	1432.7	19.61	20.39	195901.28	0.049	1.50	OK
		N_{min}- M_{corr}	-590.53	14.30	0.02	6.67	0.00	0.00	SEC	1432.7	1432.7	19.61	20.39	195901.28	0.412		
		N_{corr} -M_{max}	-307.95	1262.30	4.10	6.67	0.00	0.00	SEC	1432.7	1432.7	19.61	20.39	195901.28	0.221		
II	35×35	N_{max}-M_{corr}	-49.41	13.60	0.26	5.83	0.00	0.00	SEC	1250.65	1250.65	17.20	17.80	130334.40	0.040	1.50	OK
		N_{min}- M_{corr}	-440.37	214.40	0.49	5.83	0.00	0.00	SEC	1250.65	1250.65	17.20	17.80	130334.40	0.353		
		N_{corr} -M_{max}	-246.59	1175.20	4.76	5.83	0.00	0.98	SEC	1250.65	1250.65	17.20	17.80	130334.40	0.206		
III	30×30	N_{max}-M_{corr}	-26.36	6.20	0.24	5.00	0.00	0.00	SEC	916.2	916.2	14.79	15.21	69791.56	0.029	1.50	OK
		N_{min}- M_{corr}	-326.74	96.40	0.30	5.00	0.00	0.00	SEC	916.2	916.2	14.79	15.21	69791.56	0.357		
		N_{corr} -M_{max}	-196.21	945.00	4.81	5.00	0.00	1.31	SEC	916.2	916.2	14.79	15.21	69791.56	0.228		
IV	30×30	N_{max}-M_{corr}	-16.02	5.40	0.34	5.00	0.00	0.00	SEC	911.55	911.55	14.84	15.16	69142.18	0.018	1.50	OK
		N_{min}- M_{corr}	-214.60	106.10	0.49	5.00	0.00	0.00	SEC	911.55	911.55	14.84	15.16	69142.18	0.237		
		N_{corr} -M_{max}	-163.23	806.00	4.94	5.00	0.00	2.33	SEC	911.55	911.55	14.84	15.16	69142.18	0.191		
V	30×30	N_{max}-M_{corr}	-3.10	5.70	1.84	5.00	0.00	0.00	SEC	901.65	901.65	14.97	15.03	67737.22	0.004	1.50	OK
		N_{min}- M_{corr}	-13.44	8.60	0.64	5.00	0.00	0.00	SEC	901.65	901.65	14.97	15.03	67737.22	0.015		
		N_{corr} -M_{max}	-6.95	17.30	2.48	5.00	0.00	0.00	SEC	901.65	901.65	14.97	15.03	67737.22	0.008		

VIII.II.8.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges statiques (G et Q), et sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E_x et E_y).

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ELU
- $G + Q$ ELS
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0.8G \pm E$ RPA 2003

Comme on peut adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

VIII.III FERRAILLAGE DES VOILES

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII.III.1 Calcul des contraintes:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$V=V'$: bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

❖ Remarque :

Dans notre présente étude, toutes les sollicitations sont calculées avec logiciel étabs qui sont données pour chaque zone tel que ces zone sont en fonction des sections des poteaux.

- Zone 1 : RDC
- Zone 2 : 1^{er} niveau
- Zone 3 : 2,3 et le 4^{ème} Niveaux

VIII.III.2 Calcul des armatures verticales :➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \Rightarrow A_i = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile

B : Section du voile.

➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e \Rightarrow A_i = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times d \times e \Rightarrow A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$

Avec : σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10% = 348MPa

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

➤ **Section d'armatures minimales :**➤ **SEC :**

$$A_{\min} \geq [(4 \text{ cm}^2 / \text{ml}), 0.2\% \leq B \leq 5\%] \quad (\text{Art A.8.1, 21 BAEL91 modifies 99})$$

➤ **SET:**

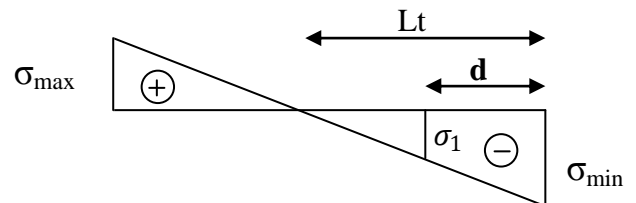
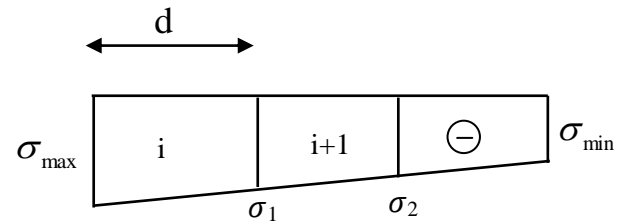
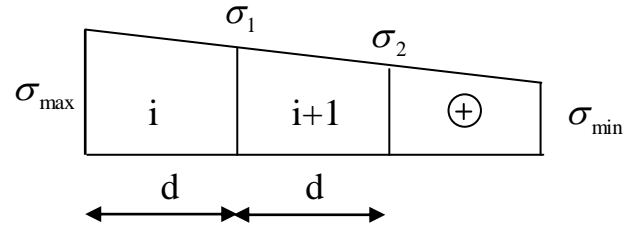
$$A_{\min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \quad B : \text{Section du béton tendu.}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \Rightarrow A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e \Rightarrow A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t}$ Avec : $L_t = L - L_c$

**VIII.III.3 Détermination du type de section :**

Dans notre cas, toutes les contraintes maximales sont positives et celles minimales sont négatives donc toutes les sections sont partiellement comprimées.

❖ Calcul de la longueur « d » :

On décompose le diagramme en bande de longueur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \times L_c \right) \quad \text{RPA 99 (Art.7.7.4)}$$

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$$h_e = H_{\text{etage}} - h_{\text{poutres}}$$

$$L_c : \text{longueur de la zone comprimée ; Avec } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

VIII.III.4 Ferrailage des voiles dans le sens transversal :

➤ Le tableau représentatif des longueurs « d »:

zone	Longueur L(m)	σ_{\max} (kN/m ²)	σ_{\min} (kN/m ²)	L_c (m)	$H_e/2$ (m)	$2L_c/3$ (m)	d (m)	L_t (m)
1 ^{ère}	0.8	3819.05	-5348.77	0.33	1.76	0.22	0.22	0.47
	1.05	3635.06	-5462.91	0.42	1.76	0.28	0.28	0.63
	1.2	4109.14	-5330.87	0.52	1.76	0.35	0.35	0.68
	4	7453.13	-8931.34	1.82	1.76	1.21	1.21	2.18
2 ^{ème}	0.8	1314.29	-2764.92	0.26	1.33	0.17	0.17	0.54
	1.05	2361.83	-3644.56	0.41	1.33	0.28	0.28	0.64
	1.2	1610.71	-2577.17	0.46	1.33	0.31	0.31	0.74
	4	4430.59	-5577.61	1.77	1.33	1.18	1.18	2.23
3 ^{ème}	0.8	1159.14	-1984.84	0.29	1.33	0.20	0.20	0.51
	1.05	1909.45	-2625.38	0.44	1.33	0.29	0.29	0.61
	1.2	1290.29	-1771.29	0.51	1.33	0.34	0.34	0.69
	4	2069.85	-2995.54	1.63	1.33	1.09	1.09	2.37

❖ Calcul des efforts normaux « N_1 » et « N_2 »:

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t}$$

$$L_t = L - L_c$$

➤ Le tableau des efforts normaux :

zone	Longueur L(m)	L _c (m)	L _t (m)	σ _{min} (kN/m ²)	d (m)	σ ₁ (kN/m ²)	e (m)	N ₁ (kN)	N ₂ (kN)
1 ^{ère}	0.8	0.33	0.47	-5348.77	0.22	2001.17	0.20	129.31	48.94
	1.05	0.42	0.63	-5462.91	0.28	2022.53	0.20	158.23	70.95
	1.2	0.52	0.68	-5330.87	0.35	1997.54	0.20	212.65	65.80
	4	1.82	2.18	-8931.34	1.21	3306.75	0.20	1305.22	319.89
2 ^{ème}	0.8	0.26	0.54	-2764.92	0.17	897.80	0.20	38.01	33.26
	1.05	0.41	0.64	-3644.56	0.28	1341.45	0.20	101.93	48.54
	1.2	0.46	0.74	-2577.17	0.31	939.59	0.20	78.47	40.48
	4	1.77	2.23	-5577.61	1.18	2084.29	0.20	769.10	218.58
3 ^{ème}	0.8	0.29	0.51	-1984.84	0.20	707.85	0.20	36.71	21.83
	1.05	0.44	0.61	-2625.38	0.29	983.62	0.20	85.27	30.80
	1.2	0.51	0.69	-1771.29	0.34	663.69	0.20	65.88	23.70
	4	1.63	2.37	-2995.54	1.09	1116.37	0.20	347.19	142.43

❖ Calcul des armatures tendues:

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

➤ Tableau des armatures :

zone	Longueur L(m)	N ₁ (kN)	N ₂ (kN)	σ _{st} (kN/cm ²)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)
1	0.8	129.31	48.94	40	3.23	1.22
	1.05	158.23	70.95	40	3.96	1.77
	1.2	212.65	65.80	40	5.32	1.65
	4	1305.22	319.89	40	32.63	8.00
2	0.8	38.01	33.26	40	0.95	0.83
	1.05	101.93	48.54	40	2.55	1.21
	1.2	78.47	40.48	40	1.96	1.01
	4	769.10	218.58	40	19.23	5.46
3	0.8	36.71	21.83	40	0.92	0.55
	1.05	85.27	30.80	40	2.13	0.77
	1.2	65.88	23.70	40	1.65	0.59
	4	347.19	142.43	40	8.68	3.56

❖ Calcul des armatures de couture A_{vj} :

Le long des zones de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec : $\bar{T} = 1.4 \times T_{\max}$

T : Effort tranchant maximum calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Tableau des armatures de couture:**

zone	Longueur L (m)	T _{max} (kN)	\bar{T} (kN)	f _e en (kN/cm ²)	A _{vj} (cm ²)
1	0.8	142.11	198.95	40	5.47
	1.05	586.7	821.38	40	22.59
	1.2	217.78	304.89	40	8.38
	4	1331.17	1863.64	40	51.25
2	0.8	121.29	169.81	40	4.67
	1.05	200.99	281.39	40	7.74
	1.2	187.09	261.93	40	7.20
	4	1535.6	2149.84	40	59.12
3	0.8	140.45	196.63	40	5.41
	1.05	543.72	761.21	40	20.93
	1.2	193.09	270.33	40	7.43
	4	1093.67	1531.14	40	42.11

❖ **Calcul des armatures verticales totales « A » :**

$$A = A_i + \frac{A_{vj}}{4}$$

➤ **Tableau des armatures verticales :**

zone	Longueur L(m)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{vj} (cm ²)	A ₁ adopté (cm ²)	A ₂ adopté (cm ²)
1	0.8	3.23	1.22	5.47	4.60	2.59
	1.05	3.96	1.77	22.59	9.61	7.42
	1.2	5.32	1.65	8.38	7.42	3.75
	4	32.63	8.00	51.25	45.44	20.81
2	0.8	0.95	0.83	4.67	2.12	2.00
	1.05	2.55	1.21	7.74	4.49	3.15
	1.2	1.96	1.01	7.20	3.76	2.81
	4	19.23	5.46	59.12	34.01	20.24
3	0.8	0.92	0.55	5.41	2.27	1.90
	1.05	2.13	0.77	20.93	7.36	6.00
	1.2	1.65	0.59	7.43	3.51	2.45
	4	8.68	3.56	42.11	19.21	14.09

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% \times B \right).$$

zone	Largeur L (cm)	e (cm)	d (cm)	B (cm ²)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)	A _{min1} (cm ²)	A _{min2} (cm ²)
1	80	20.00	0.22	440.00	2.10	400.00	2.31	0.88
	105	20.00	0.28	560.00	2.10	400.00	2.94	1.12
	120	20.00	0.35	700.00	2.10	400.00	3.675	1.4
	400	20.00	1.21	2420.00	2.10	400.00	12.705	4.84
2	80	20.00	0.17	340	2.10	400.00	1.785	0.68
	105	20.00	0.28	560	2.10	400.00	2.94	1.12
	120	20.00	0.31	620	2.10	400.00	3.255	1.24
	400	20.00	1.18	2360	2.10	400.00	12.39	4.72
3	80	20.00	0.20	400	2.10	400.00	2.1	0.8
	105	20.00	0.29	580	2.10	400.00	3.045	1.16
	120	20.00	0.34	680	2.10	400.00	3.57	1.36
	400	20.00	1.09	2180	2.10	400.00	11.445	4.36

❖ **Détermination des armatures verticales finales:**

					Le ferrailage de la bande1		Le ferrailage de la bande2	
zone	Longueur L (cm)	A ₁ adopté (cm ²)	A ₂ adopté (cm ²)	A _{min} (cm ²)	la section	A _{1adop} (cm ²)	la section	A _{2adop} (cm ²)
1	80	4.60	2.59	2.31	2HA14	3.08	2HA14	3.08
	105	9.61	7.42	2.94	3HA16	6.03	3HA16	6.03
	120	7.42	3.75	3.675	3HA14	4.62	3HA14	4.62
	400	45.44	20.81	12.705	12HA16	24.13	7HA14	10.77
2	80	2.12	2.00	1.785	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	105	4.49	3.15	2.94	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	120	3.76	2.81	3.255	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	400	34.01	20.24	12.39	12HA14	18.47	7HA14	10.77
3	80	2.27	1.90	2.1	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	105	7.36	6.00	3.045	3HA14	4.62	3HA14	4.62
	120	3.51	2.45	3.57	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	400	19.21	14.09	11.445	9HA12	10.18	7HA12	7.92

❖ **Armatures horizontales : (RPA 99/ Art 7.7.4.3)**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA 99 : $A_h \geq 0.15\% \times B$ globalement dans la section du voile.

$$A_h \geq 0.10\% \times B \quad \text{En zone courante.}$$

Avec : A_v : Section d'armature verticale.

➤ **Tableau des armatures calculées :**

zone	hauteur H(cm)	e (cm)	B (cm ²)	A_v (cm ²)	A_h (cm ²)	0.15%B (cm ²)	La section adoptée	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Espacement S_t (cm)
1	391	20	7820.00	6.15	1.54	11.73	15HA10	11.78	27
	391	20	7820.00	12.06	3.02	11.73	15HA10	11.78	27
	391	20	7820.00	10.77	2.69	11.73	15HA10	11.78	27
	391	20	7820.00	59.03	8.73	11.73	15HA10	11.78	27
2	306	20	6120.00	5.65	1.41	9.18	13HA10	10.20	25
	306	20	6120.00	5.65	1.41	9.18	13HA10	10.20	25
	306	20	6120.00	5.65	1.41	9.18	13HA10	10.20	25
	306	20	6120.00	47.71	7.67	9.18	20HA10	15.60	16
3	306	20	6120.00	4.52	1.13	9.18	13HA10	10.20	25
	306	20	6120.00	10.77	2.69	9.18	13HA10	10.20	25
	306	20	6120.00	5.65	1.41	9.18	13HA10	10.20	25
	306	20	6120.00	28.28	4.81	9.18	13HA10	10.20	25

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface, dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure

❖ Armature pour les potelets : (RPA 99/Art 7.7.4.1)

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Dispositions constructives:

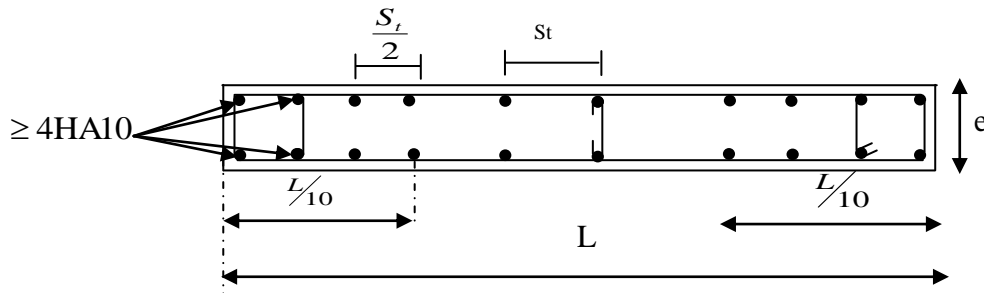
➤ Espacement:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1.5 \times e ; 30cm \} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec: e est l'épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



➤ **Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximum : (Art A.7.7.4.3/ R.P.A99)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} \leq \frac{e}{10} = 20mm$$

❖ **Vérifications :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Avec : N : Effort normal dans la bande.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptées.

➤ **Tableau de vérification :**

zone	e (cm)	H (cm)	B (cm ²)	N _s (kN)	A (cm ²)	σ _b en (KN/cm ²)	σ̄ _b en (KN/cm ²)	Observation
1	20	80	1600.00	165.11	6.15	0.10	1.5	Vérifiée
	20	105	2100.00	1394.86	12.06	0.61	1.5	Vérifiée
	20	120	2400.00	183.96	10.77	0.07	1.5	Vérifiée
	20	400	8000.00	938.95	59.03	0.11	1.5	Vérifiée
2	20	80	1600.00	177.33	5.65	0.11	1.5	Vérifiée
	20	105	2100.00	481.85	5.65	0.22	1.5	Vérifiée
	20	120	2400.00	147.34	5.65	0.06	1.5	Vérifiée
	20	400	8000.00	720.08	47.71	0.08	1.5	Vérifiée
3	20	80	1600.00	160.91	4.52	0.10	1.5	Vérifiée
	20	105	2100.00	894.5	10.77	0.40	1.5	Vérifiée
	20	120	2400.00	114.9	5.65	0.05	1.5	Vérifiée
	20	400	8000.00	541.64	28.28	0.06	1.5	Vérifiée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : (Art 7.7.2, RPA99)

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{e \times 0.9 \times L} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : L : la longueur totale de la section brute.

e : Epaisseur du voile.

➤ Tableau des calculs et vérification :

zone	épaisseur e (cm)	Longueur L (cm)	T _u (kN)	τ _b en (kN/cm ²)	τ̄ _b en (kN/cm ²)	observation
1	20	80	7.34	0.01	0.5	Vérifiée
	20	105	15.48	0.01	0.5	Vérifiée
	20	120	5.92	0.00	0.5	Vérifiée
	20	400	114.76	0.02	0.5	Vérifiée
2	20	80	19.77	0.02	0.5	Vérifiée
	20	105	65.58	0.05	0.5	Vérifiée
	20	120	11.56	0.01	0.5	Vérifiée
	20	400	56.64	0.01	0.5	Vérifiée
3	20	80	15.43	0.02	0.5	Vérifiée
	20	105	55.26	0.04	0.5	Vérifiée
	20	120	15.34	0.01	0.5	Vérifiée
	20	400	114.76	0.02	0.5	Vérifiée

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times a} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } a = 0.9 \times L$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

τ_u : Contrainte de cisaillement

➤ Tableau de vérification :

zone	épaisseur e (cm)	Longueur L (cm)	T _u (kN)	La bande (a) (cm)	τ _u en (kN/cm ²)	τ̄ _u en (kN/cm ²)	Observation
1	20	80	7.34	72.00	0.01	0.33	Vérifiée
	20	105	15.48	94.50	0.01	0.33	Vérifiée
	20	120	5.92	108.00	0.00	0.33	Vérifiée
	20	400	114.76	360.00	0.02	0.33	Vérifiée

2	20	80	19.77	72.00	0.01	0.33	Vérifiée
	20	105	65.58	94.50	0.03	0.33	Vérifiée
	20	120	11.56	108.00	0.01	0.33	Vérifiée
	20	400	56.64	360.00	0.01	0.33	Vérifiée
3	20	80	15.43	72.00	0.01	0.33	Vérifiée
	20	105	55.26	94.50	0.03	0.33	Vérifiée
	20	120	15.34	108.00	0.01	0.33	Vérifiée
	20	400	114.76	360.00	0.02	0.33	Vérifiée

VIII.III.5 Ferrailage des voiles dans le sens longitudinal :

VIII.III.5.1 Détermination du type de section :

Dans notre cas toutes les contraintes maximales sont positives et celles minimales sont négatives donc toutes les sections sont partiellement comprimées.

➤ Le tableau représentatif des longueurs « d »:

zone	Longueur L (cm)	σ_{\max} (kN/m ²)	σ_{\min} (kN/m ²)	L_c (m)	$H_e/2$ (m)	$2L_c/3$ (m)	d (m)	L_t (m)
1	80	2448.49	-3921.76	0.31	1.76	0.20	0.20	0.49
	200	1773.32	-3601.48	0.66	1.76	0.44	0.44	1.34
	350	4502.28	-5830.42	1.53	1.76	1.02	1.02	1.97
	400	3826.47	-5216.15	1.69	1.76	1.13	1.13	2.31
2	80	1517.89	-2638.35	0.29	1.33	0.19	0.19	0.51
	200	688.79	-2440.56	0.44	1.33	0.29	0.29	1.56
	350	3190.97	-4038.31	1.54	1.33	1.03	1.03	1.96
	400	3244.02	-4154.5	1.75	1.33	1.17	1.17	2.25
3	80	1101.22	-1986.59	0.29	1.33	0.19	0.19	0.51
	200	605.6	-1715.81	0.52	1.33	0.35	0.35	1.48
	350	2221.35	-2849.19	1.53	1.33	1.02	1.02	1.97
	400	2780.4	-3234.46	1.85	1.33	1.23	1.23	2.15

❖ Calcul des efforts normaux « N_1 » et « N_2 »:

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t}$

$$L_t = L - L_c$$

➤ Le tableau des efforts normaux :

zone	Longueur L(cm)	L _c (m)	L _t (m)	σ _{min} (kN/m ²)	d (m)	σ ₁ (kN/m ²)	e (m)	N ₁ (kN)	N ₂ (kN)
1	80	0.31	0.49	-3921.76	0.20	1429.37	0.20	79.49	41.10
	200	0.66	1.34	-3601.48	0.44	1191.21	0.20	130.41	107.24
	350	1.53	1.97	-5830.42	1.02	2184.49	0.20	679.85	209.33
	400	1.69	2.31	-5216.15	1.13	1955.12	0.20	652.41	230.50
2	80	0.29	0.51	-2638.35	0.19	935.71	0.20	47.79	29.29
	200	0.44	1.56	-2440.56	0.29	559.19	0.20	36.63	70.81
	350	1.54	1.96	-4038.31	1.03	1510.02	0.20	484.17	139.71
	400	1.75	2.25	-4154.5	1.17	1555.30	0.20	561.16	167.49
3	80	0.29	0.51	-1986.59	0.19	694.26	0.20	34.15	22.53
	200	0.52	1.48	-1715.81	0.35	463.10	0.20	37.17	52.35
	350	1.53	1.97	-2849.19	1.02	1066.78	0.20	336.12	100.75
	400	0.31	2.15	-3234.46	1.23	1187.01	0.20	489.06	109.00

❖ Calcul des armatures tendues:

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_2}{\sigma_s}$$

➤ Tableau des armatures :

zone	Longueur L(cm)	N ₁ (kN)	N ₂ (kN)	σ _{st} (kN/cm ²)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)
1	80	79.49	41.10	40	1.99	1.03
	200	130.41	107.24	40	3.26	2.68
	350	679.85	209.33	40	17.00	5.23
	400	652.41	230.50	40	16.31	5.76
2	80	47.79	29.29	40	1.19	0.73
	200	36.63	70.81	40	0.92	1.77
	350	484.17	139.71	40	12.10	3.49
	400	561.16	167.49	40	14.03	4.19
3	80	34.15	22.53	40	0.85	0.56
	200	37.17	52.35	40	0.93	1.31
	350	336.12	100.75	40	8.40	2.52
	400	489.06	109.00	40	12.23	2.73

❖ Calcul des armatures de couture A_{vj} :

Le long des zones de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec : $\bar{T} = 1.4 \times T$

T : Effort tranchant maximum calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Tableau des armatures de couture :**

zone	Longueur L (cm)	T (kN)	\bar{T} (kN)	f_e en (kN/cm ²)	A_{vj} (cm ²)
1	80	142.11	198.95	40	5.47
	200	586.7	821.38	40	22.59
	350	217.78	304.89	40	8.38
	400	1331.17	1863.64	40	51.25
2	80	121.29	169.81	40	4.67
	200	200.99	281.39	40	7.74
	350	187.09	261.93	40	7.20
	400	1535.6	2149.84	40	59.12
3	80	140.45	196.63	40	5.41
	200	543.72	761.21	40	20.93
	350	193.09	270.33	40	7.43
	400	1093.67	1531.14	40	42.11

❖ **Calcul des armatures verticales total « A » :**

$$A_v = A_i + \frac{A_{vj}}{4}$$

➤ **Tableau des armatures verticales :**

zone	Longueur L (cm)	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)	A_{vj} (cm ²)	A_1 adopté (cm ²)	A_2 adopté (cm ²)
1	80	1.99	1.03	5.47	3.36	2.40
	200	3.26	2.68	22.59	8.91	8.33
	350	17.00	5.23	8.38	19.10	7.33
	400	16.31	5.76	51.25	29.12	18.57
2	80	1.19	0.73	4.67	2.36	1.90
	200	0.92	1.77	7.74	2.86	3.71
	350	12.10	3.49	7.20	13.90	5.29
	400	14.03	4.19	59.12	28.81	18.97
3	80	0.85	0.56	5.41	2.20	1.91
	200	0.93	1.31	20.93	6.16	6.54
	350	8.40	2.52	7.43	10.26	4.38
	400	12.23	2.73	42.11	22.76	13.26

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% \times B \right).$$

➤ Tableau des vérifications :

zone	Largeur L (cm)	e (cm)	d (cm)	B (cm ²)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)	A _{min1} (cm ²)	A _{min2} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1	80	20.00	20	400.00	2.10	400.00	2.10	0.80	2.10
	200	20.00	44	880.00	2.10	400.00	4.62	1.76	4.62
	350	20.00	102	2040.00	2.10	400.00	10.71	4.08	10.71
	400	20.00	113	2260.00	2.10	400.00	11.87	4.52	11.87
2	80	20.00	19	380.00	2.10	400.00	2.00	0.76	2.00
	200	20.00	29	580.00	2.10	400.00	3.05	1.16	3.05
	350	20.00	103	2060.00	2.10	400.00	10.82	4.12	10.82
	400	20.00	117	2340.00	2.10	400.00	12.29	4.68	12.29
3	80	20.00	19	380.00	2.10	400.00	2.00	0.76	2.00
	200	20.00	35	700.00	2.10	400.00	3.68	1.40	3.68
	350	20.00	102	2040.00	2.10	400.00	10.71	4.08	10.71
	400	20.00	123	2460.00	2.10	400.00	12.92	4.92	12.92

❖ Détermination des armatures verticales finales:

					Le ferrailage de la bande1		Le ferrailage de la bande2	
zone	Longueur du voile L (cm)	A ₁ adopté (cm ²)	A ₂ adopté (cm ²)	A _{min} (cm ²)	la section	A ₁ adap (cm ²)	la section	A ₂ adap (cm ²)
1	80	3.36	2.40	2.10	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	200	8.91	8.33	4.62	3HA14	4.62	3HA14	4.62
	350	19.10	7.33	10.71	7HA14	10.77	5HA12	5.65
	400	29.12	18.57	11.87	8HA16	16.09	7HA14	10.77
2	80	2.36	1.90	2.00	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	200	2.86	3.71	3.05	3HA14	4.62	3HA14	4.62
	350	13.90	5.29	10.82	7HA12	7.92	5HA12	5.65
	400	28.81	18.97	12.29	8HA16	16.09	7HA14	10.77
3	80	2.20	1.91	2.00	2HA12	2.26	2HA12	2.26
	200	6.16	6.54	3.68	3HA12	3.39	3HA12	3.39
	350	10.26	4.38	10.71	5HA12	5.65	5HA12	5.65
	400	22.76	13.26	12.92	8HA14	12.31	6HA12	6.78

❖ Armatures horizontales : (RPA 99/ Art 7.7.4.3)

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA 99 : $A_h \geq 0.15\% \times B$ Globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% \times B$ En zone courante.

Avec : A_v: Section d'armature verticale.

➤ Tableau des armatures calculées :

zone	hauteur H(cm)	e (cm)	B (cm ²)	A _v (cm ²)	A _h (cm ²)	0.15%B (cm ²)	La section adoptée	A _{adopté} (cm ²)	Espacement S _t (cm)
1	391	20	7820.00	4.52	1.13	11.73	15HA10	11.78	25
	391	20	7820.00	9.23	2.31	11.73	15HA10	11.78	25
	391	20	7820.00	26.06	4.11	11.73	15HA10	11.78	25
	391	20	7820.00	41.41	6.72	11.73	15HA10	11.78	25
2	306	20	6120.00	4.52	1.13	9.18	15HA10	11.78	20
	306	20	6120.00	9.23	2.31	9.18	15HA10	11.78	20
	306	20	6120.00	20.36	3.39	9.18	15HA10	11.78	20
	306	20	6120.00	41.41	6.72	9.18	15HA10	11.78	20
3	306	20	6120.00	4.52	1.13	9.18	15HA10	11.78	20
	306	20	6120.00	6.78	1.69	9.18	15HA10	11.78	20
	306	20	6120.00	15.82	2.83	9.18	15HA10	11.78	20
	306	20	6120.00	30.27	4.77	9.18	15HA10	11.78	20

❖ Vérifications :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal dans la bonde.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptées.

➤ Tableau de vérification :

zone	e (cm)	L (cm)	B (cm ²)	N _s (kN)	A (cm ²)	σ _b en (KN/cm ²)	σ̄ _b en (KN/cm ²)	Observation
1	20	80	1600.00	165.11	4.52	0.10	1.5	Vérifiée
	20	200	4000.00	1394.86	9.23	0.34	1.5	Vérifiée
	20	350	7000.00	183.96	26.06	0.02	1.5	Vérifiée
	20	400	8000.00	938.95	41.41	0.11	1.5	Vérifiée
2	20	80	1600.00	177.33	4.52	0.11	1.5	Vérifiée
	20	200	4000.00	481.85	9.23	0.12	1.5	Vérifiée
	20	350	7000.00	147.34	20.36	0.02	1.5	Vérifiée
	20	400	8000.00	720.08	41.41	0.08	1.5	Vérifiée
3	20	80	1600.00	160.91	4.52	0.10	1.5	Vérifiée
	20	200	4000.00	894.5	6.78	0.22	1.5	Vérifiée
	20	350	7000.00	114.9	15.82	0.02	1.5	Vérifiée
	20	400	8000.00	541.64	30.27	0.06	1.5	Vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : (Art 7.7.2, RPA99)

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_u}{e \times 0.9 \times L} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : L : la longueur totale de la section brute.

e : Epaisseur du voile.

➤ **Tableau des calculs et vérification :**

zone	épaisseur e (cm)	Longueur L (cm)	T _u (kN)	τ _b en (kN/cm ²)	τ̄ _b en (kN/cm ²)	observation
1	20	80	7.34	0.007	0.5	Vérifiée
	20	200	15.48	0.006	0.5	Vérifiée
	20	350	5.92	0.001	0.5	Vérifiée
	20	400	114.76	0.022	0.5	Vérifiée
2	20	80	19.77	0.019	0.5	Vérifiée
	20	200	65.58	0.026	0.5	Vérifiée
	20	350	11.56	0.003	0.5	Vérifiée
	20	400	56.64	0.011	0.5	Vérifiée
3	20	80	15.43	0.015	0.5	Vérifiée
	20	200	55.26	0.021	0.5	Vérifiée
	20	350	15.34	0.003	0.5	Vérifiée
	20	400	114.76	0.022	0.5	Vérifiée

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times a} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } a = 0.9 \times L$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

τ_u : Contrainte de cisaillement

➤ Tableau de vérification :

zone	épaisseur e (cm)	Longueur L (cm)	T_u (kN)	La bande(a) (cm)	τ_u en (kN/cm ²)	$\bar{\tau}_u$ en (kN/cm ²)	Observation
1	20	80	7.34	72.00	0.007	0.33	Vérifiée
	20	200	15.48	94.50	0.006	0.33	Vérifiée
	20	350	5.92	108.00	0.001	0.33	Vérifiée
	20	400	114.76	360.00	0.022	0.33	Vérifiée
2	20	80	19.77	72.00	0.019	0.33	Vérifiée
	20	200	65.58	94.50	0.026	0.33	Vérifiée
	20	350	11.56	108.00	0.003	0.33	Vérifiée
	20	400	56.64	360.00	0.011	0.33	Vérifiée
3	20	80	15.43	72.00	0.015	0.33	Vérifiée
	20	200	55.26	94.50	0.021	0.33	Vérifiée
	20	350	15.34	108.00	0.003	0.33	Vérifiée
	20	400	114.76	360.00	0.022	0.33	Vérifiée

Introduction :

Les fondations : sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure .

IX.I.1 Les principaux rôles de la fondation :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

IX.I.2 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.I.3 Choix du type de fondation :

Les types de fondations sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Dans notre cas, nous avons le choix entre les semelles continues et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, en adoptera le type de fondation convenable.

IX.I.4 Dimensionnement de la fondation :**IX.I.4.1 Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

❖ Calcul des surfaces des semelles filantes sous voiles :**➤ Sens longitudinal :**

Voile	N_s en kN	L en m	B en m	$S=B \times L$ en m ²
VT6	1394.86	4	1.74	6.97
VL1	779.3	4	0.97	3.90
VL2	620.97	3.5	0.89	3.10
VL3	951.72	3.5	1.36	4.76
VL4	230.55	0.8	1.44	1.15
VL5	271.53	0.8	1.70	1.36
VL6	241.83	0.8	1.51	1.21
VL7	286.4	0.8	1.79	1.43
VL8	1018.75	4	1.27	5.09
VL9	649.23	2	1.62	3.25
VL10	920.39	4	1.15	4.60
			Somme	36.83

➤ Sens transversal :

Voile	N _s en kN	L en m	B en m	S=B×L en m ²
VT1	165.11	0.8	1.03	0.83
VT2	150.97	0.8	0.94	0.75
VT3	147.61	0.8	0.92	0.74
VT4	157.59	0.8	0.98	0.79
VT5	204.37	0.8	1.28	1.02
VT6a	1394.86	1.05	6.64	6.97
VT6b	1394.86	1.05	6.64	6.97
VT7	150.63	1.2	0.63	0.75
VT8	182.6	1.2	0.76	0.91
VT9	124.38	0.8	0.78	0.62
VT10	127.66	0.8	0.80	0.64
VT11	183.96	1.2	0.77	0.92
VT12	938.95	4	1.17	4.69
			Somme	26.62

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 36.83 + 26.62 \Rightarrow S_v = 63.45 \text{ m}^4$$

IX.I.4.2 Semelles filantes 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 une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

➤ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

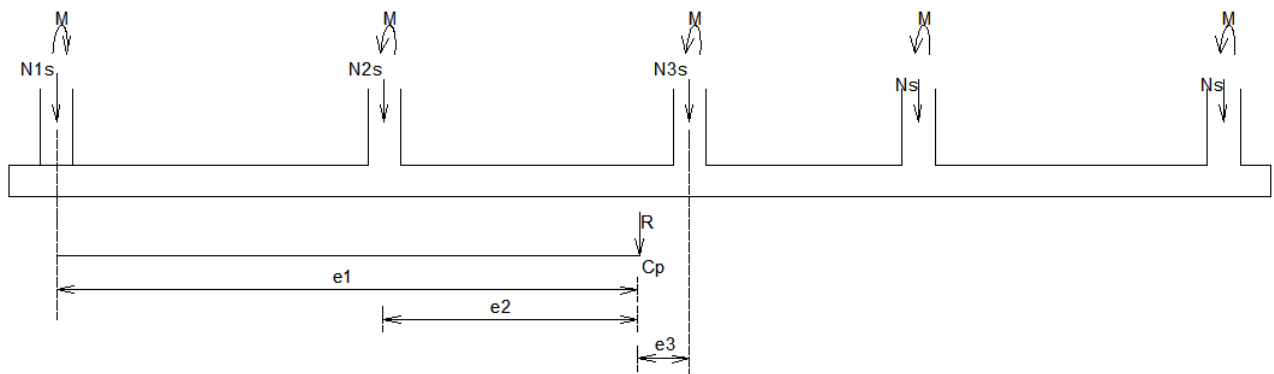
➤ Détermination de la position de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

➤ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$



❖ Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

POTEAU	N _s en kN	e en m	M en kN.m	e × N _s en kN.m
1	183.86	7.65	3.95	1406.53
2	590.53	3.35	-0.143	1978.28
3	492.36	-0.65	-3.511	-320.03
4	473.55	-3.65	-5.936	-1728.46
5	738.79	-7.65	-1.582	-5651.74
SOMME	2479.09	-0.95	-7.22	-4315.43

➤ Détermination de la position de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{4315.43 + 7.22}{2479.09} = 1.74m$$

➤ Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

On a : $e = 1.75 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{4.30}{6} = 0.72 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2479.09}{15.3} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.74}{15.30}\right) = 51.47 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{2479.09}{15.30} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.74}{15.30}\right) = 272.60 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{2479.09}{15.30} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.74}{15.30}\right) = 217.31 \text{ kN/ml}$$

IX.I.4.3 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{217.31}{150} = 1.45 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.5 m**.

On aura : **S = 1.5 × 15.3 = 22.95 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S × n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Donc : **S_p = 22.95 × 7 = 160.65 m²**

La surface totale des semelles: **S_t = S_p + S_v = 160.65 + 63.45 = 224.10 m²**

La surface totale de la structure : **S_{bât} = (22.5 + 0.35) × (15.3 + 0.4) - (4.3 × (3.5 + 4.00)) = 326.50 m²**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{224.10}{326.50} = 0.68$$

$$S_t = 68\% > 50\% S_{bat}$$

❖ Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

IX.I.5 Etude du radier général :

Le radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcule comme un plancher renversé.

Le radier est :

- ❖ Rigide en son plan horizontal ;
- ❖ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ❖ Facilité de coffrage ;
- ❖ Rapidité d'exécution ;
- ❖ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IX.I.6 Pré dimensionnement du radier :

IX.I.6.1 Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

IX.I.6.2 Selon la condition forfaitaire :

- ❖ **Sous voiles** : l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

$K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.850 \text{ m}$$

➤ **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Leftrightarrow \frac{4.30}{8} \leq h \leq \frac{4.30}{5} \Leftrightarrow 0.53 \leq h \leq 0.86$$

Avec : $L_{max} = 4.30 \text{ m}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : **$h_r = 85\text{cm}$**

❖ **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm}$$

On a : L_{max} : portée maximale ; $L_{max} = 430 \text{ cm}$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.50 \text{ cm}$$

Donc on opte $h_d = 40\text{cm}$

➤ **Nervures:** Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{430}{10} = 43\text{cm} \text{ Soit : } \mathbf{h_n = 45 \text{ cm}}$$

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n \Rightarrow 26 \leq b \leq 45.5$$

On opte pour : **$b_n = 30\text{cm}$**

❖ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 85\text{cm}$ Hauteur du radier

$h_n = 45\text{cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40\text{cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 30\text{cm}$ Largeur de la nervure transversal.

IX.I.7 Détermination des efforts:❖ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{23389.22}{2 \times 150} = 77.96\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{17016.22}{150} = 113.44 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 113.44 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 326.50 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 113.44 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords. Les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 42.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (25.3 + 0.35 + 15.3 + 0.4 + 0.90) \times 2 \times 0.45 = 35.51 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = 326.50 + 35.51 = 362.01 \text{ m}^2$$

IX.I.8 Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente (Poids totale du bâtiment) : $G = 14790.40 \text{ kN}$

❖ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

➤ Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 362.01 \times 0.4 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 362.10 \text{ kN}$$

➤ Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times h_n \times L \times n \times \rho_b$$

$$= ((12.3 \times 2 + 16.60 \times 5) + (23.75 \times 4 + 16.75) - (0.3 \times 33)) \times 25 \times 0.3 \times 0.45$$

$$P_{\text{ner}} = 730.28 \text{ kN}$$

➤ Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (362.50 - 33.72) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 863.40 \text{ kN}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (V_{rad} - V_d - V_{ner} - V_{df})\rho = (307.70 - 144.80 - 29.21 - 32.88) \times 17 = 1713.77$$

$$P_{TVO} = 1713.77 \text{ kN}$$

$$\text{donc: } G_{rad} = 6927.55 \text{ kN}$$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : $Q = 2782.26 \text{ kN}$

Surcharge du radier : $Q = 975.74 \text{ kN}$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bât} = 6927.55 + 14790.40 = 21717.95 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bât} = 2782.26 + 975.74 = 3758.00 \text{ kN}$$

IX.I.9 Combinaison d'action:➤ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 34956.23 \text{ kN.}$$

➤ **Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{tot} + Q_{tot} = 25475.95 \text{ kN.}$$

IX.I.10 Vérifications :**VII-I-10-1 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{34956.23 \times 1}{362.10} \times \frac{4.3}{2} = 207.56 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{207.56}{100 \times 36} = 0.058 \text{ kN/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) \right\} = 0.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.058 \text{ kN/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 0.25 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.I.10.2 Vérification de la stabilité du radier :

❖ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 8.53 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11.19 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i et Y_i : les coordonnées du centre de gravité du panneau considéré.

❖ Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 9003.60 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = 18493.51 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \times h_r$$

Avec : M_0 : Moment isostatique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h_r : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 2 \times \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

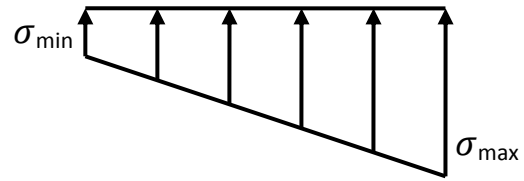
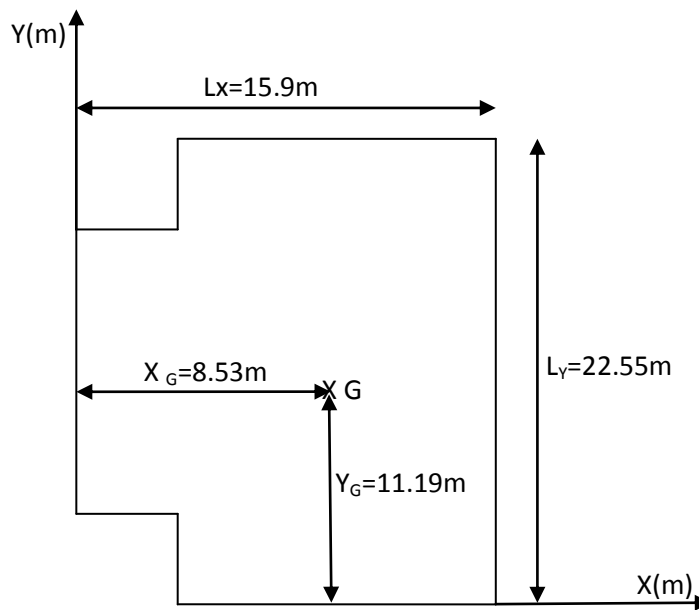


Figure IX.2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

le schémas de la position du centre de gravité du radier :



❖ Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

➤ A ELU :

$$M_{0x} = 36993.78 \text{ kN.m} ; T_{0x} = 3145.99 \text{ kN}$$

$$M_x = 36993.78 + 3145.99 \times 0.85 = 39667.87 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{34204.74}{362.10} + \frac{39667.87}{18493.51} \times 8.53 = 112.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{34204.74}{362.10} - \frac{39667.87}{18493.51} \times 8.53 = 76.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 112.76 + 76.17}{4} = 104.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 104.61 \text{ kN/m}^2 < 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{24919}{362.10} + \frac{39667.87}{18493.51} \times 8.53 = 87.11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{24919}{362.10} - \frac{39667.87}{18493.51} \times 8.53 = 50.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 87.11 + 50.52}{4} = 77.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 77.96 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens longitudinal :**

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

➤ **A ELU :**

$$M_{0y} = 35920.90 \text{ kN.m} ; \quad T_{0y} = 3134.90 \text{ kN}$$

$$M_y = 35920.90 + 3134.90 \times 0.85 = 38585.57 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{34204.74}{362.10} + \frac{38585.57}{9003.6} \times 11.19 = 142.42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{34204.74}{362.10} - \frac{38585.57}{9003.6} \times 11.19 = 46.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 142.42 + 46.50}{4} = 118.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 118.44 \text{ kN/m}^2 < 2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A ELS :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{24919.00}{362.10} + \frac{38585.57}{9003.6} \times 11.19 = 117.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{24919.00}{362.10} - \frac{38585.57}{9003.6} \times 11.19 = 20.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 117.03 + 20.61}{4} = 92.93 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m = 92.93 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

IX.I.10.3 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

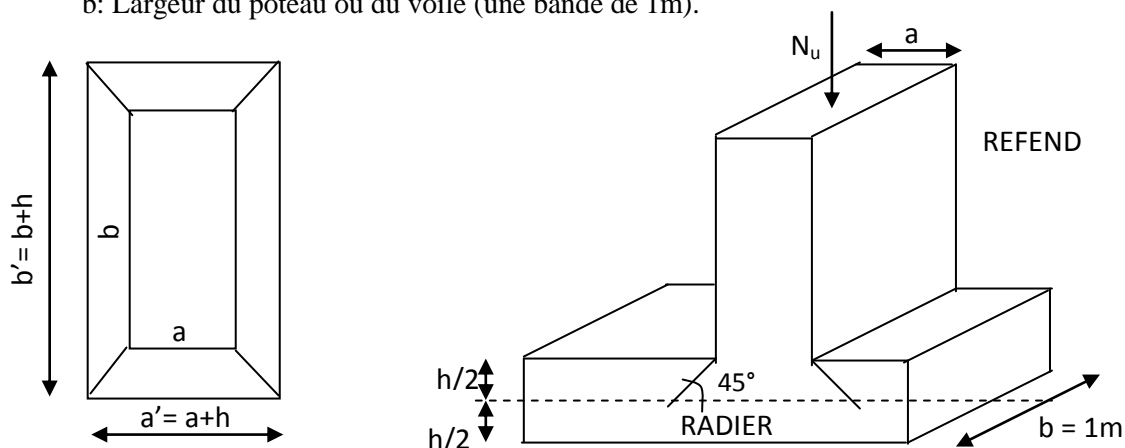


Figure IX.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

❖ Calcul du Périmètre utile μ_c :

➤ Les Poteaux:

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.35 + 0.40 + (2 \times 0.85)) = 4.90 \text{ m} ;$$

➤ Les Voiles:

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.85)) = 5.8 \text{ m} ;$$

❖ Vérification pour les poteaux :

Avec : $N_u = 817.61 \text{ kN}$

$$N_u = 817.61 \text{ kN} < \frac{(0.045 \times 4.9 \times 0.85 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3123.75 \text{ kN}$$

❖ Vérification pour les voiles :

Avec : $N_u = 232.61 \text{ kN}$

$$N_u = 232.61 \text{ kN} < \frac{(0.045 \times 5.8 \times 0.85 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3.697.5 \text{ kN}$$

IX.I.11 Ferrailage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

IX.I.11.1 Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre cotés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas :

$\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas :

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad (l_x < l_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

IX.I.11.2 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{400}{430} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

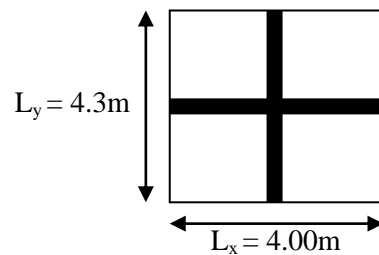


Figure IX.4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 118.44 \text{ kN/m}^2$$

➤ **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 92.93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (118.44 - \frac{6927.55}{362.10}) \times 1 \text{ ml} = 99.31 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (92.93 - \frac{6927.55}{362.10}) \times 1 \text{ ml} = 73.80 \text{ kN/ml.}$$

IX.I.11.3 Calcul des armatures à l'ELU :**❖ Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0428 \times 99.31 \times 4.0^2 = 68.01 \text{ kN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.841 \times 73.80 = 62.07 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

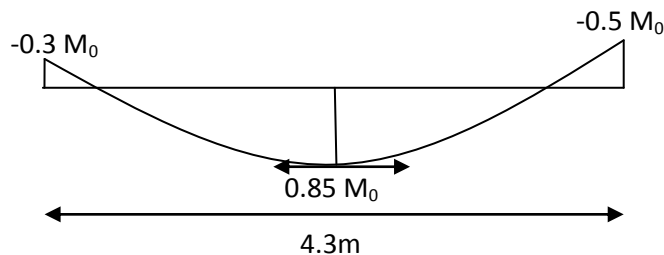


Figure IX.5 : Le schéma statique des moments

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Sens transversal X-X				Sens longitudinal Y-Y			
M.isostatique (M_0) en kN.m	M. aux appuis en kN.m		M .en travée ($M_{travée}$) en kN.m	M.isostatique (M_0) en kN.m	M. aux appuis en kN.m		M .en travée ($M_{travée}$) en kN.m
	Appui de rive	Appui intermédiaire			Appui de rive	Appui intermédiaire	
68.01	20.03	34.01	57.81	62.07	18.62	31.04	52.76

IX.I.11.4 Ferrailage suivant X-X :**❖ Calcul de ferrailage minimum :**

$$A_{min} \geq b \times h \times \rho_0 \times (3 - \frac{L_x}{L_y}) \Leftrightarrow A_{min} \geq 100 \times 40 \times 0.0008 \times (3 - \frac{400}{430}) = 6.62 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.01 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{34.01 \times 10^2}{0.991 \times 37 \times 34.8} = 2.67 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6.62 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **Aux appuis de rives:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.03 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{20.03 \times 10^2}{0.995 \times 37 \times 34.8} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6.62 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.81 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{57.81 \times 10^2}{0.985 \times 37 \times 34.8} = 4.55 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6.62 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 20cm

IX.I.11.5 Ferrailage suivant y-y :

❖ **Calcul de ferrailage minimum :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times \rho_0 \Leftrightarrow A_{\min} \geq 100 \times 40 \times 0.0008 = 3.20 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.04 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{31.04 \times 10^2}{0.992 \times 37 \times 34.8} = 2.43 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **Aux appuis de rives:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.62 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.009 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{18.62 \times 10^2}{0.995 \times 37 \times 34.8} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52.76 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{52.76 \times 10^2}{0.986 \times 37 \times 34.8} = 4.15 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

❖ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens de la petite portée	Sens de la grande portée
Aux appuis intermédiaires	5HA12	6HA12
Aux appuis de rives	5HA12	6HA12
En travée	5HA12	6HA12

IX.I.12 Vérification à l'état limite ultime :

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s = 5.65 \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX.I.13 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ Avec : } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\beta \text{ et } k \text{ Sont donnés en fonction de } \rho \text{ avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ **Tableau des vérifications :**

zone	M _s (kN.cm)	A _s (cm ²)	B (cm)	D (cm)	ρ	k	β	σ _s (kN/cm ²)	σ _b (kN/cm ²)	σ̄ _b (kN/cm ²)	OB
Appui	247	5.65	100	37	0.153	62.88	0.936	1.26	0.02	1.5	C.V
	412	5.65	100	37	0.153	62.88	0.936	2.11	0.03	1.5	C.V
travée	700	5.65	100	37	0.153	62.88	0.936	3.58	0.06	1.5	C.V

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens de la petite portée :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min(120; 33\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens de la grande portée:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.II Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

IX.II.1 Sollicitation de calcul :❖ **A L'ELU : $q_u = 99.31\text{kN/ml}$**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{99.31 \times 0.45^2}{2} = 10.06\text{k N.m}$$

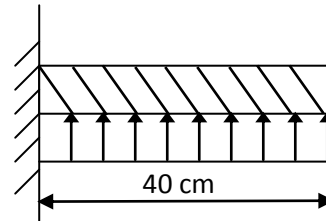


Figure IX.6 : Schéma statique du débord.

❖ **A L'ELS : $q_s = 73.80\text{ kN/ml}$**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{73.80 \times 0.45^2}{2} = 7.47\text{k N.m}$$

IX.II.2 Calcul des armatures :❖ **Armatures principales :**

$$b = 1\text{ m} ; \quad d = 37\text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2\text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.06 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.005 \Rightarrow \beta_u = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{10.06 \times 10^2}{0.998 \times 37 \times 34.8} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25\text{cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

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

Soit : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 20\text{cm}$.

IX.II.3 Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

IX.III Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

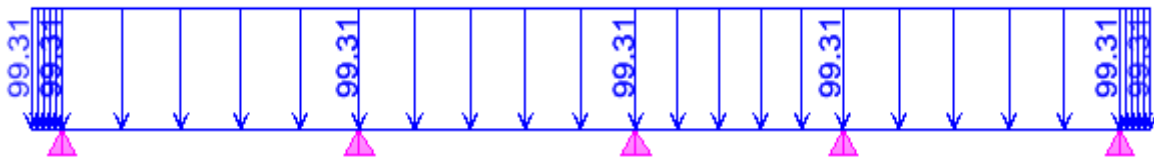


Figure IX.7 : Le chargement à ELU en kN

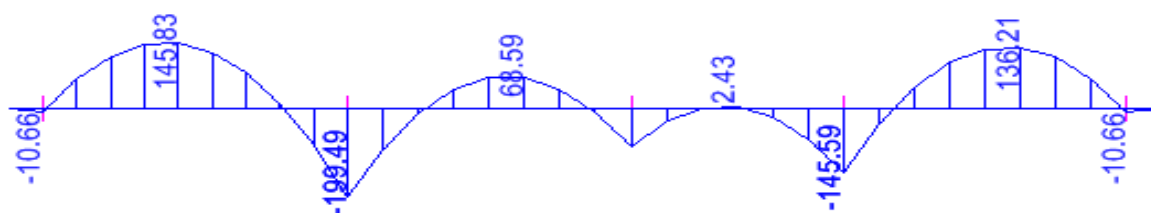


Figure IX.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m

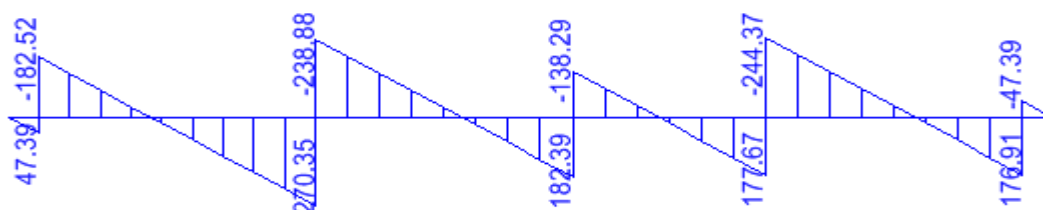


Figure IX.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN

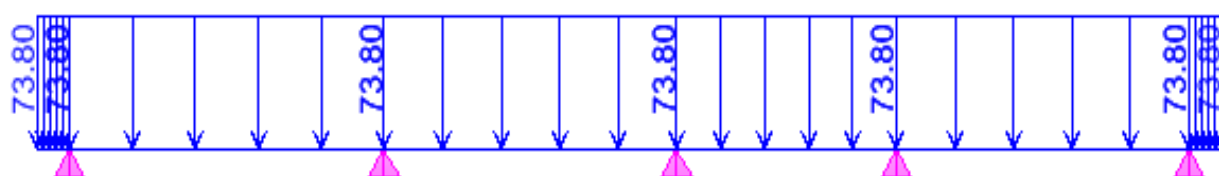


Figure IX.10 : Le chargement à ELS en kN

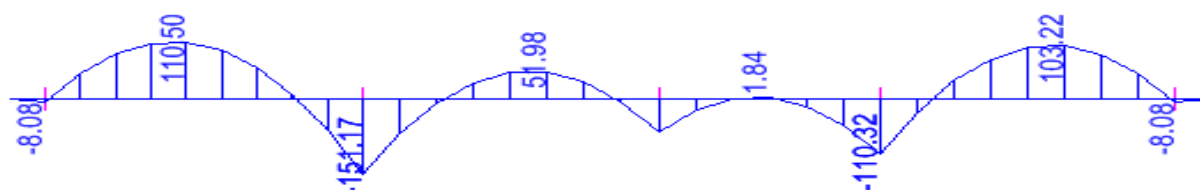


Figure IX.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m

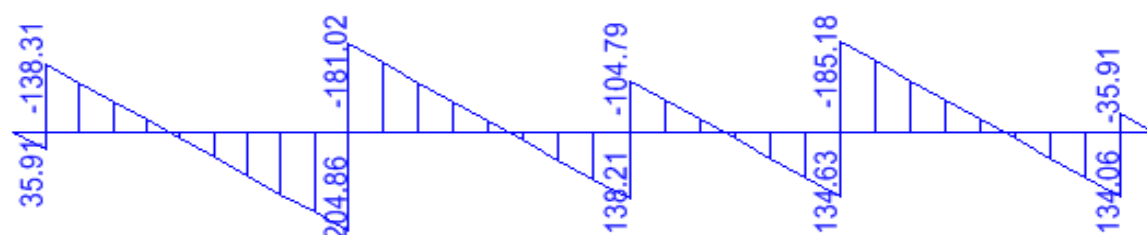


Figure IX.12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en kN

❖ Sens transversal (Y-Y) :

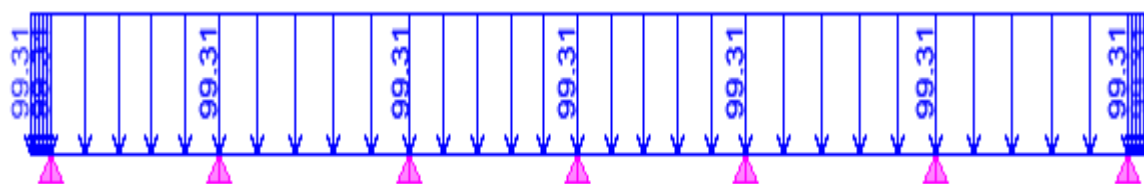


Figure IX.13 : Le chargement à ELU en kN

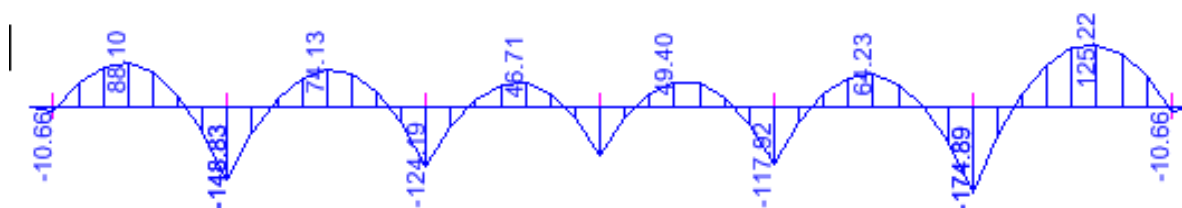


Figure IX.14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m

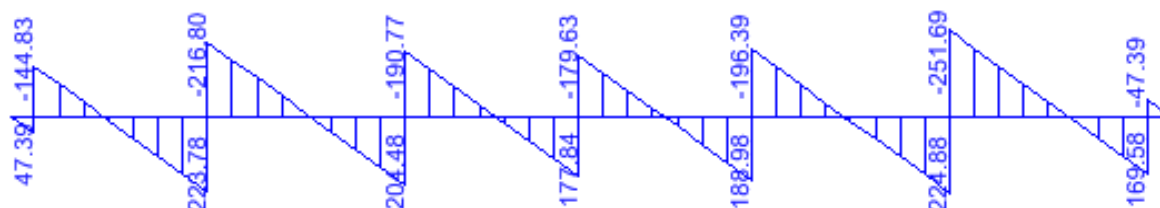


Figure IX.15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN

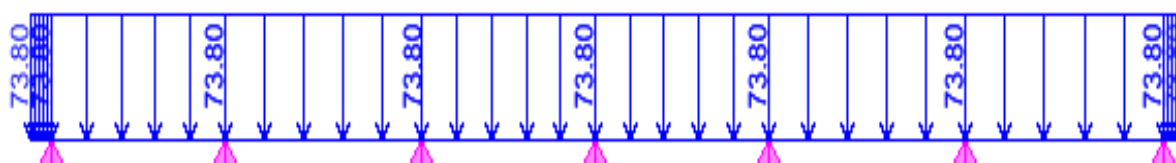


Figure IX.16 : Le chargement à ELS en kN

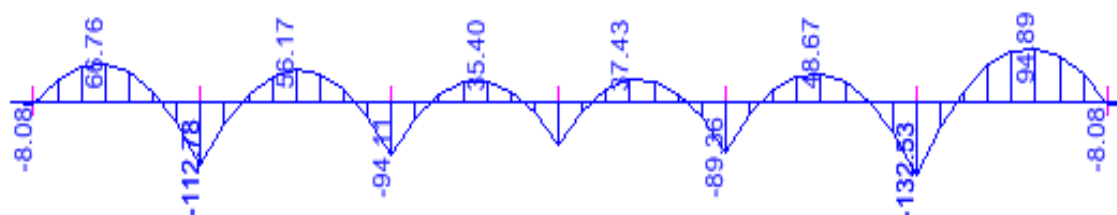


Figure IX.17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m

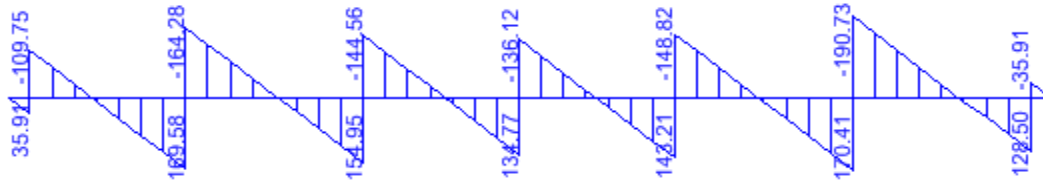


Figure IX.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en kN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 145.83 \text{ kN.m}$	$M_{tu \max} = 125.22 \text{ kN.m}$
$M_{au \max} = 199.49 \text{ kN.m}$	$M_{au \max} = 174.89 \text{ kN.m}$
$M_{ts \max} = 110.50 \text{ kN.m}$	$M_{ts \max} = 94.89 \text{ kN.m}$
$M_{as \max} = 151.17 \text{ kN.m}$	$M_{as \max} = 132.53 \text{ kN.m}$
$T_{u \max} = 270.35 \text{ kN}$	$T_{u \max} = 251.69 \text{ kN}$

IX.III.1 Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = 82 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 34.8 \text{ MPa}$$

		M (kN.cm)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	17489	0.061	6.33	6.33	12.75	3HA20+3HA12	12.81
	Travée	12522	0.044	4.49	4.49	12.75	3HA20+3HA12	12.81
Sens transversal	Appui	19949	0.070	7.25	7.25	12.75	3HA20+3HA12	12.81
	Travée	14583	0.051	5.25	5.25	12.75	3HA20+3HA12	12.81

IX.III.2 Vérification à l'état limite ultime :

- ❖ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 82 \times 2.1}{400} = 3.422.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**❖ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{hr}{2}; 12\phi_{t\max}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{85}{4}; 12 \times 2\right) = 21.25 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{hr}{2} = 42.5 \text{ cm.}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadres+ 1 étrier).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 270.35 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{270.35}{30 \times 82} = 0.11 \text{ kN/cm}^2$$

$\tau_u = 0.11 \text{ kN/cm}^2 < \bar{\tau}_u = 0.25 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

IX.IV.3 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} \quad \text{et} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$$

k et β Sont donnés en fonction de ρ avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

➤ Sens transversale :

➤ Tableau des vérifications :

zone	M_s (kN.cm)	A_s (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ	k	β	σ_s $\frac{kN}{cm^2}$	σ_b $\frac{kN}{cm^2}$	$\bar{\sigma}_b$ $\frac{kN}{cm^2}$	Observation
Appui	15117	12.75	30	82	0.518	31.30	0.892	16.20	0.52	1.5	C.V
travée	11050	12.75	30	82	0.518	31.30	0.892	11.85	0.38	1.5	C.V

Conclusions générale

L'analyse et l'interprétation des résultats effectués dans chacune des différentes étapes, nous permettent de conclure ce qui suit :

La première partie du travail qui consiste à pré-dimensionner les éléments principaux nous permettent de conclure que le choix des dimensions adoptées à cette première étape n'est en général pas définitif. En effet, l'analyse des ferraillages obtenus, à titre d'exemple les poteaux (SEC, ferraillage adopté est celui du minimum exigé par le RPA) nous oblige à revoir à la baisse les dimensions des poteaux afin que les armatures des poteaux remplissent réellement leur fonction. Un pré- dimensionnement excessif des éléments porteurs conduit à une structure lourde donc une économie de béton non satisfaite et est à éviter surtout si elle est bâtie sur un sol de capacité portante faible.

L'étude au contreventement est une étape non négligeable, dans ce travail. En utilisant la méthode des approximations successives on a pu déterminer rapidement les pourcentages de participation de chacun des portiques et voiles. Par la suite en se basant sur le règlement RPA nous avons pu tirer le type de contreventement de la structure étudiée. Ce bâtiment est contreventée mixte (portiques- voiles) relativement à l'article : 4.a. du R.P.A 99 Version 2003.

Vu que la surface calculée des semelles filantes dépasse largement 50% de la structure totale, on a opté pour un radier.

L'utilisation du logiciel ETABS montre bien la rapidité des calculs, néanmoins son utilisation est conditionnée par son adaptation aux règlements Algériens. A cet effet, nous avons veillé dans la configuration et l'injection des données relatives à la structure à respecter cette démarches. Les coefficients injectés tels que : catégorie du site, groupe d'usage, coefficient de comportement, zone de sismicité, système de contreventement ...etc. Sont tirés des règlements Algériens.

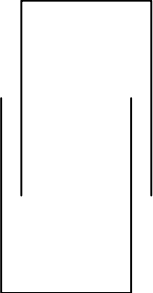
Bibliographie

- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées (Septembre 2002)
Jean Perchât, Jean Roux
- ❖ Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- ❖ Formulaire du béton armé (1 janvier 1996)
Victor DAVIDOVICHI
- ❖ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Calcul pratique des tours en béton armé (1972)
Marius DIVER
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.

3 Cadres en double U

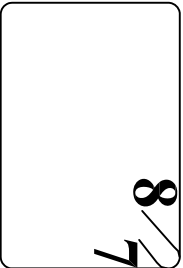
36

31



36

31



CADRE, L=1.49m

8HA8;
e=10cm

A

A

15HA8;e=12

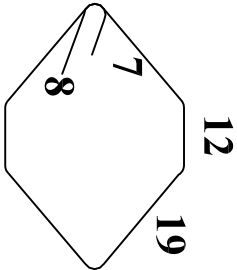
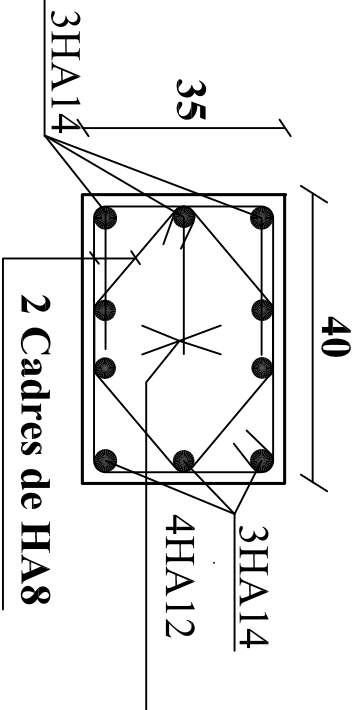
8HA8;
e=10cm

6HA14+4HA12

L=4.61m

2Cadres HA8

Coupe A-A



CADRE, L=1.15m

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:

Daf Tarik

TITRE:

Ferrailage des
poteaux du RDC

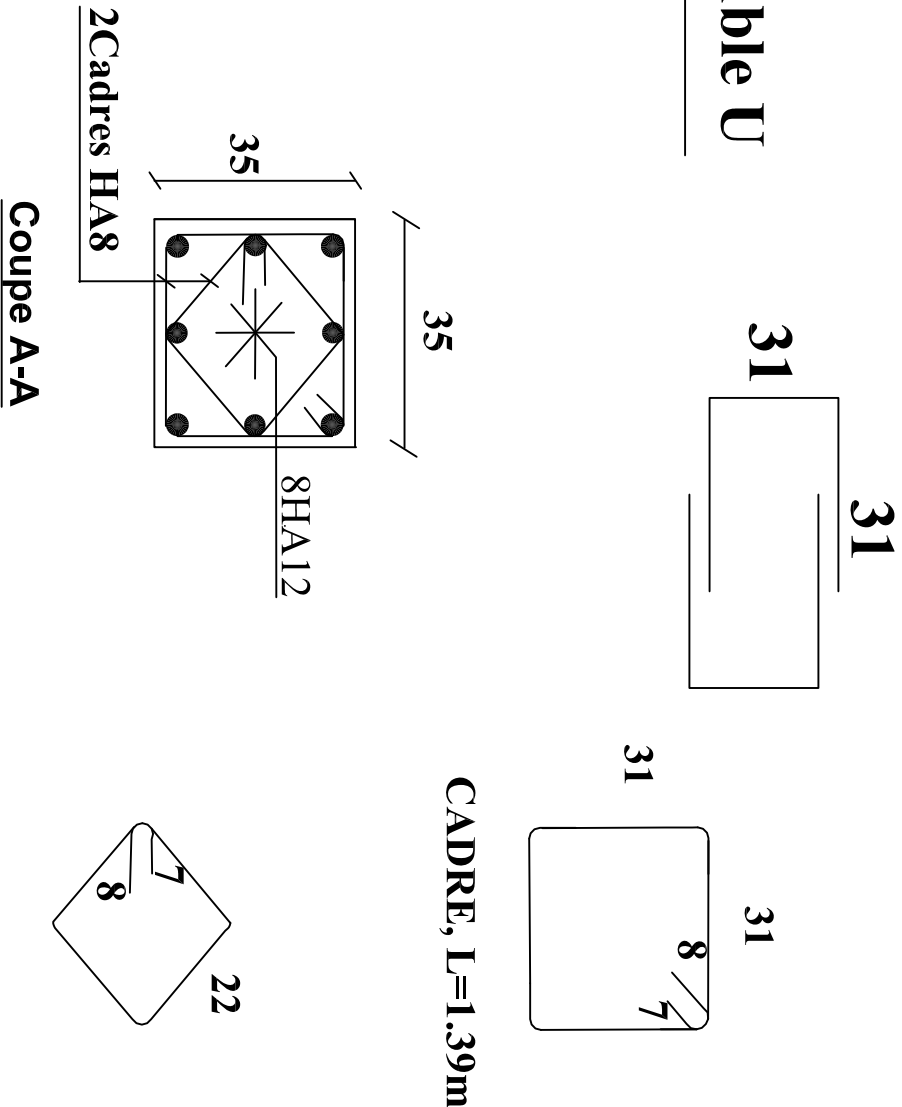
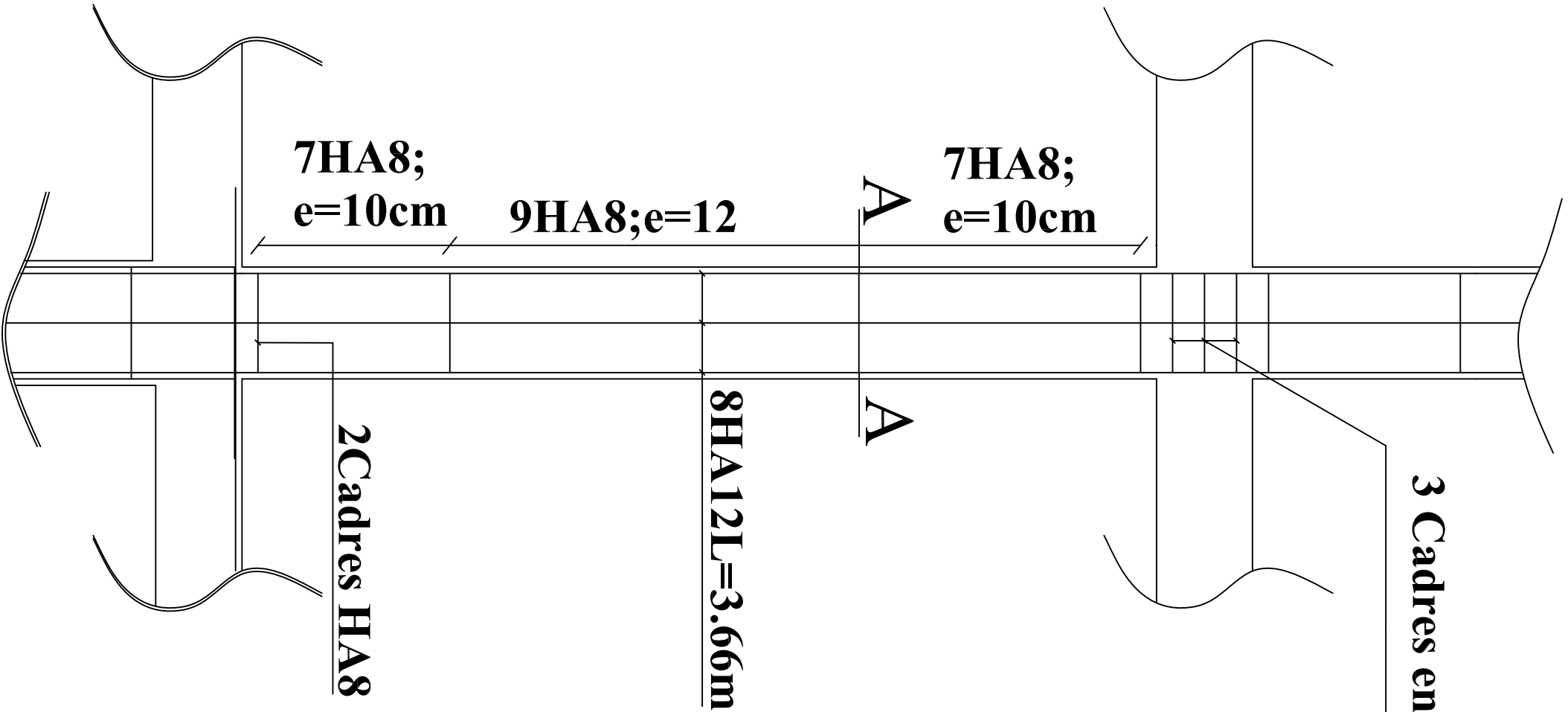
DIRIGER PAR:

Madame louadj

Promotion: 2012-2013

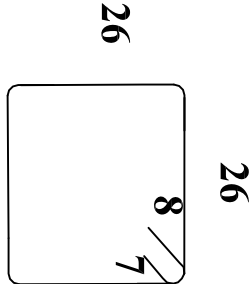
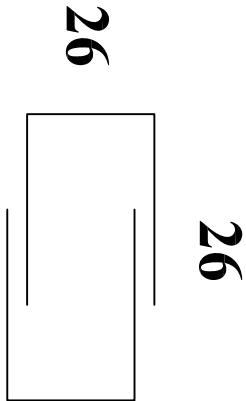
Niveau: La zone I

Echelle:

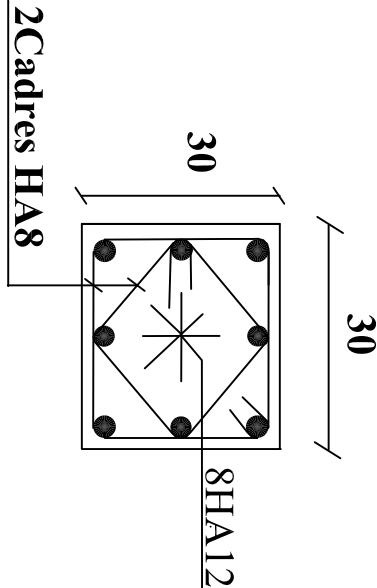
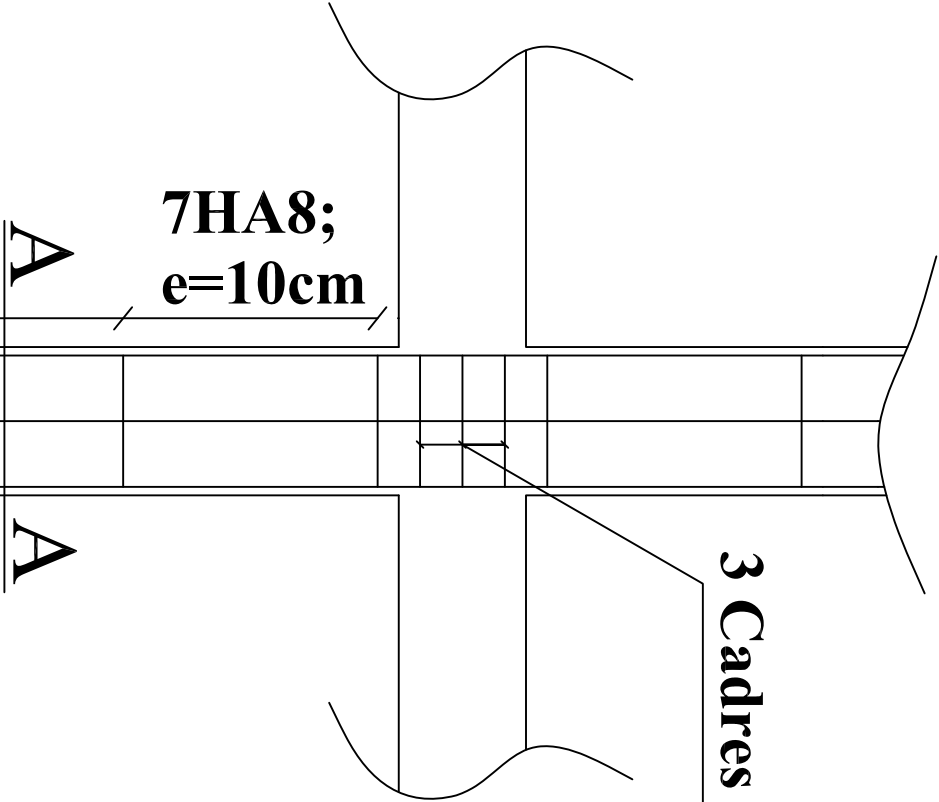


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERY DE TIZI6OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Ferrailage des poteaux du 1er niveau	
DIRIGER PAR:		
Madame louadj	Niveau: La zone II	Echelle:
Promotion: 2012-2013		

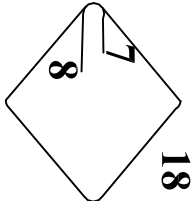
3 Cadres en double U



CADRE; L=1.19m



Coupe A-A



CADRE, L=87cm

8HA12L=3.66m

2C cadres HA8

7HA8;
e=10cm

9HA8;e=12

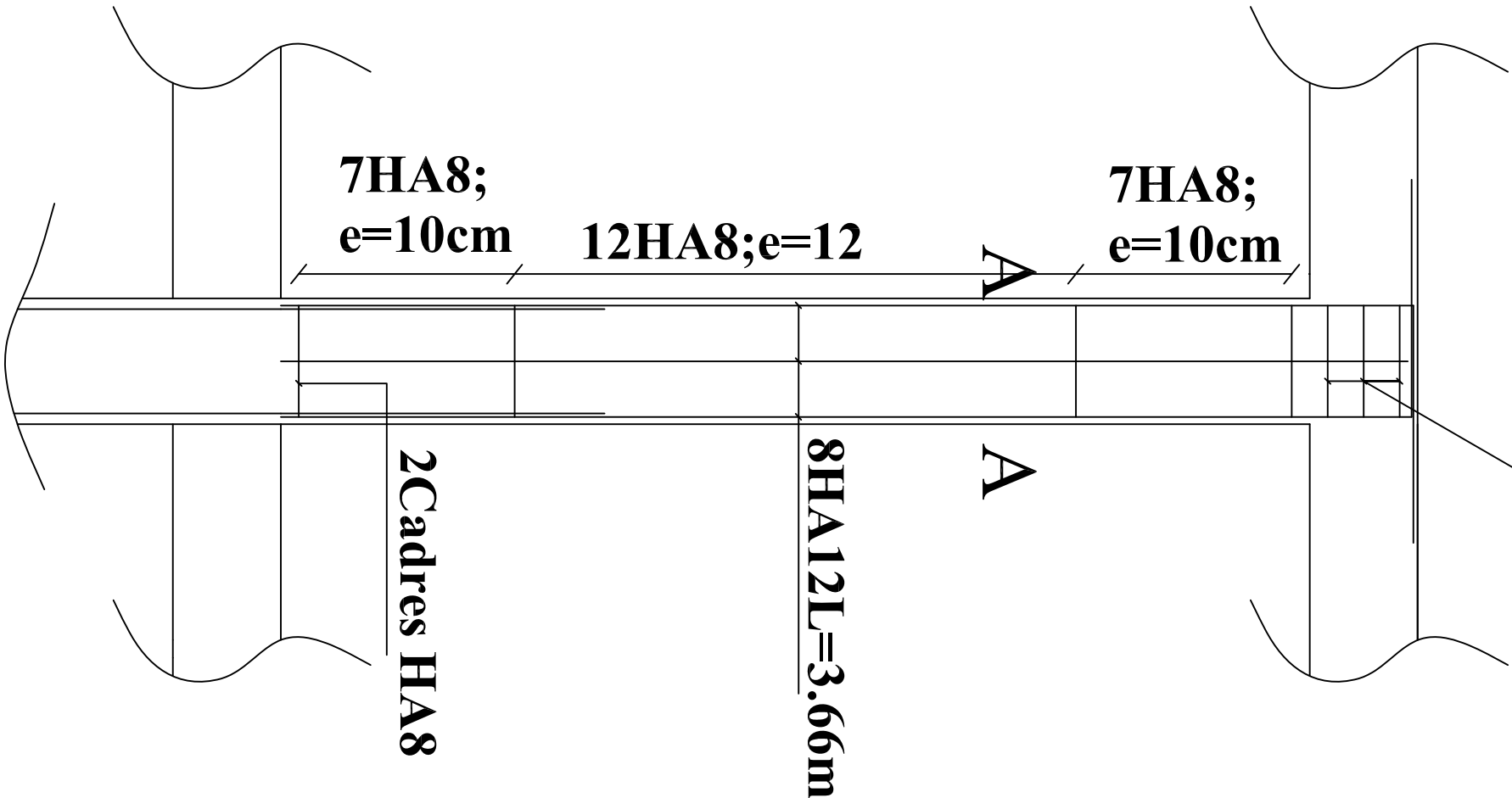
7HA8;
e=10cm

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

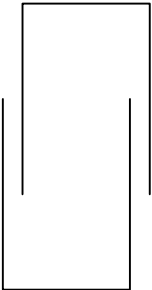
ETUDIER PAR:
Daf Tarik
DIRIGER PAR:
Madame louadj
TITRE:
Ferrailage des poteaux
du 2 et 3ème niveau

Promotion: 2012-2013 Niveau: La zone III Echelle:

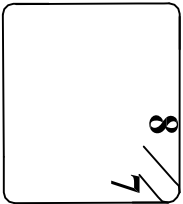
3 Cadres en double U



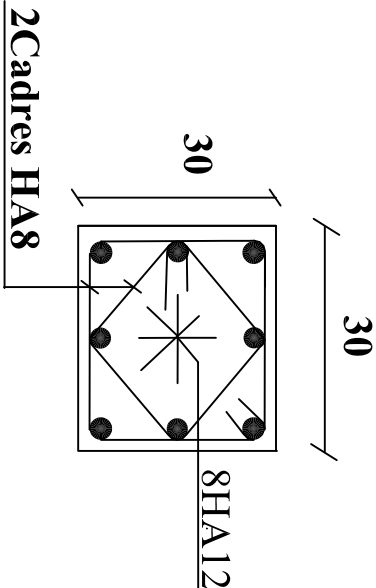
26



26

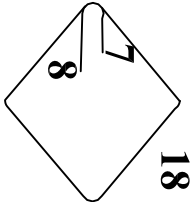


CADRE; L=1.19m



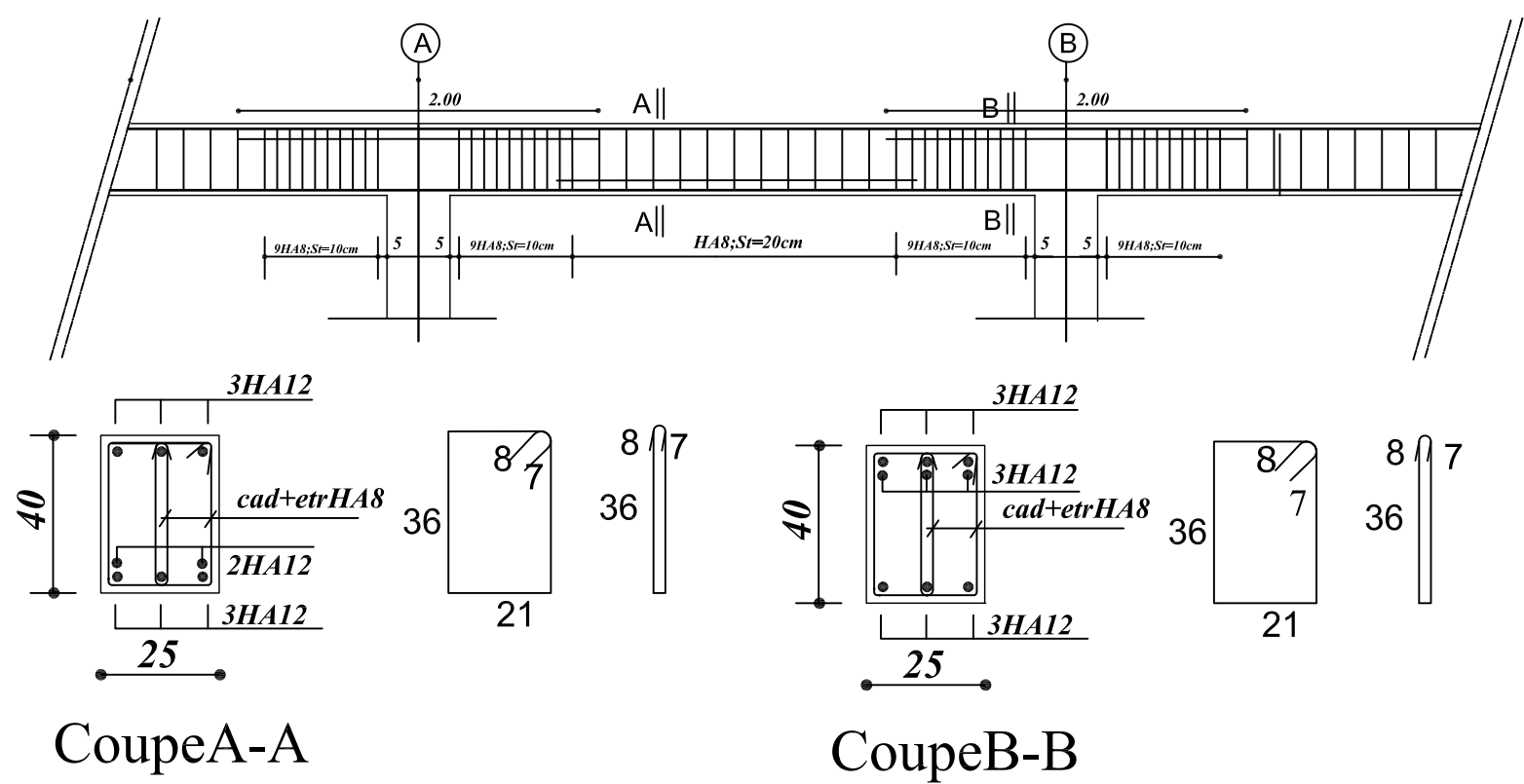
Coupe A-A

CADRE, L=87cm

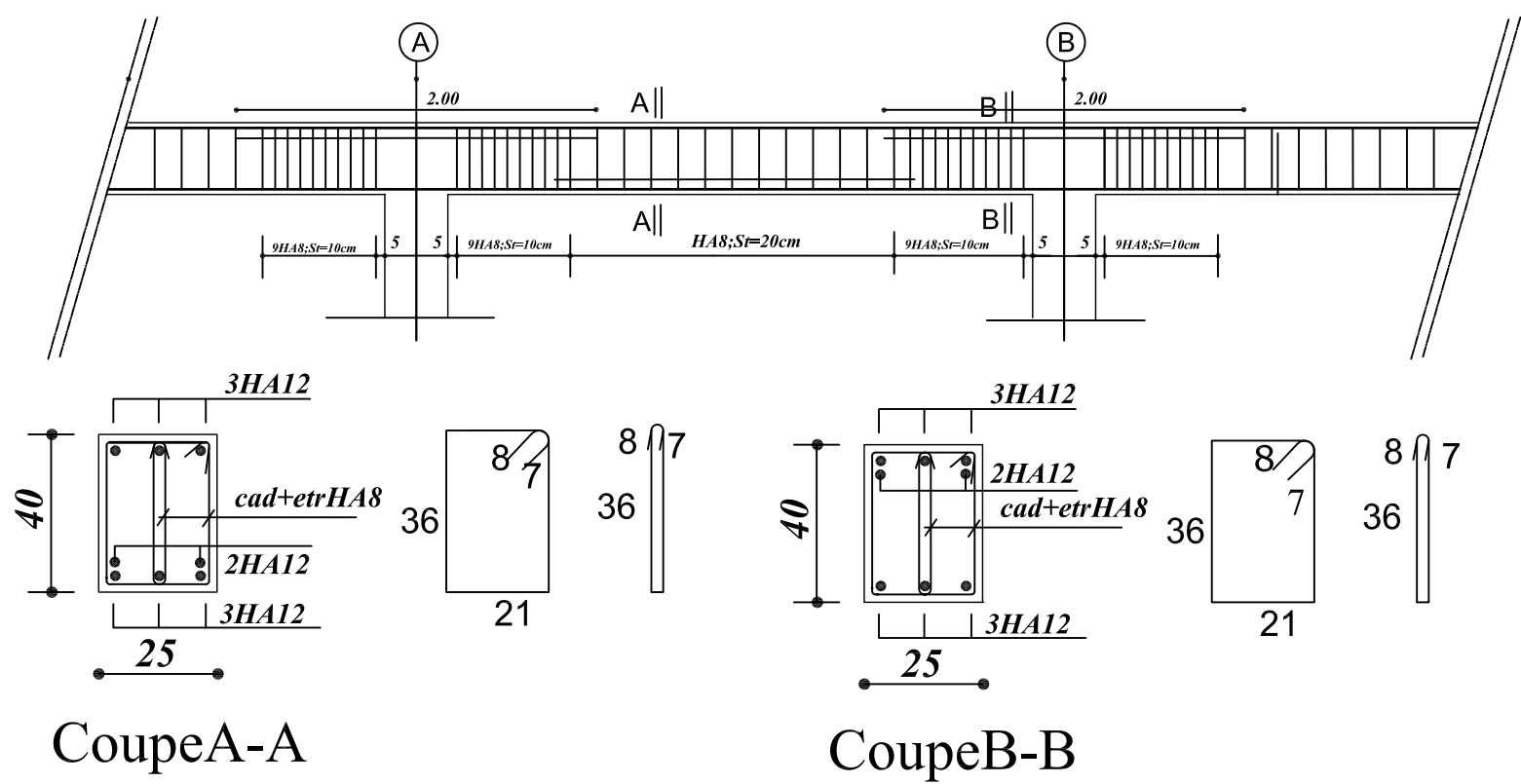


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Ferrailage des poteaux du 4ème niveau	
DIRIGER PAR:		
Madame louadj	Niveau: La zone III	Echelle:
Promotion: 2012-2013		

Ferrailage des poutres transversales du 1er au 4ème niveau



Ferrailage des poutres transversales du dernier niveau



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:

Daf Tarik

DIRIGER PAR:

Madame louadj

TITRE:

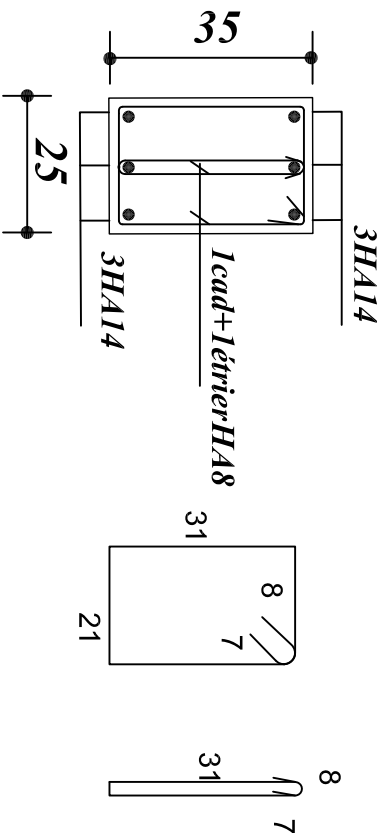
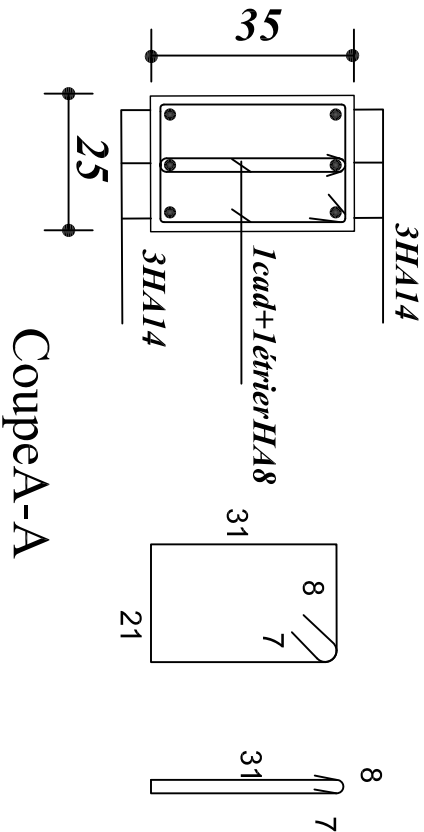
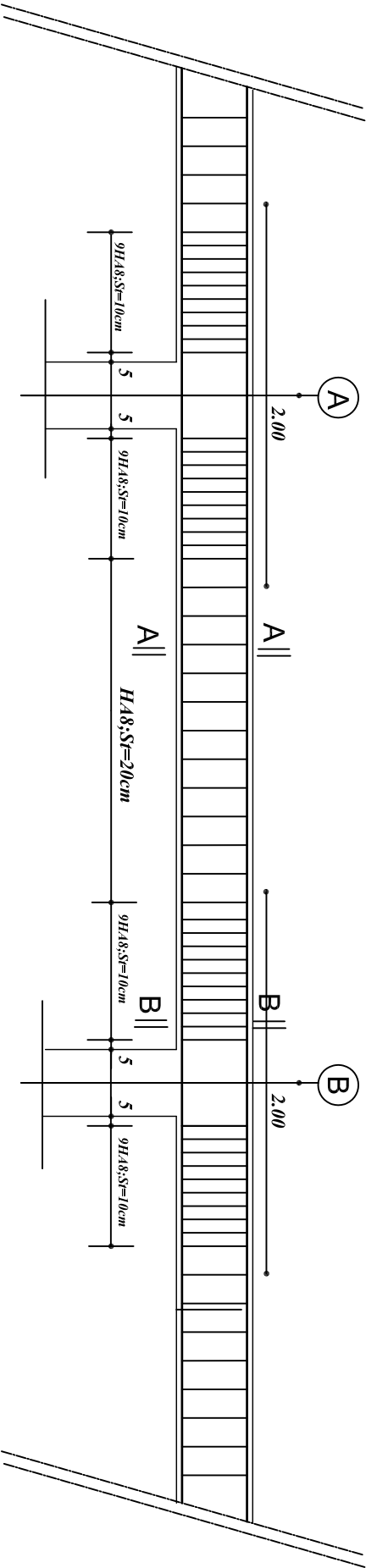
**Ferrailage des poutres
principales**

Promotion: 2012-2013

Niveau: tous les niveaux

Echelle:

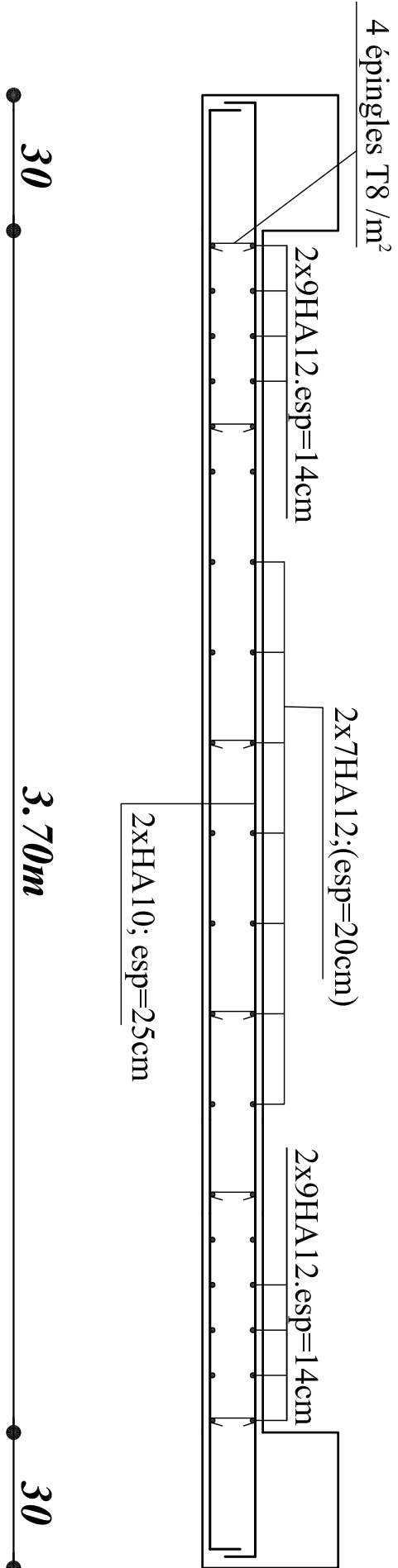
Ferrailage des poutres longitudinales de tous les niveaux



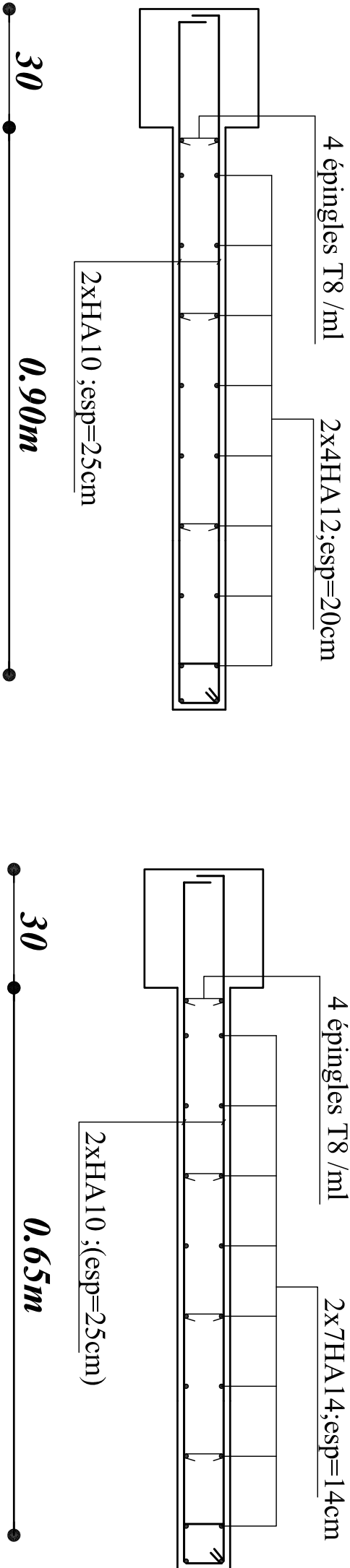
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR: Daf Tarik	TITRE: Ferrailage des poutres secondaires
DIRIGER PAR: Madame louadj	

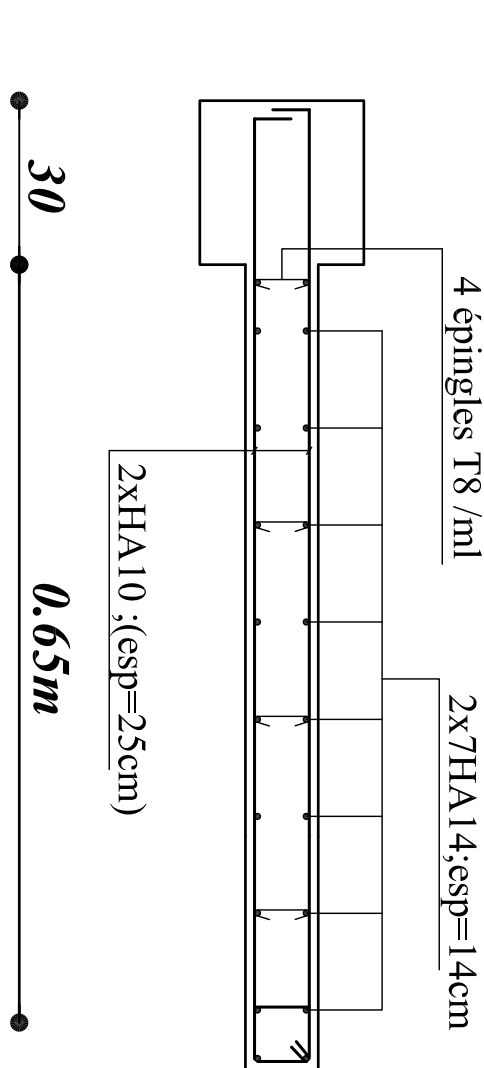
Promotion: 2012-2013 Niveau: tous les niveaux Echelle:



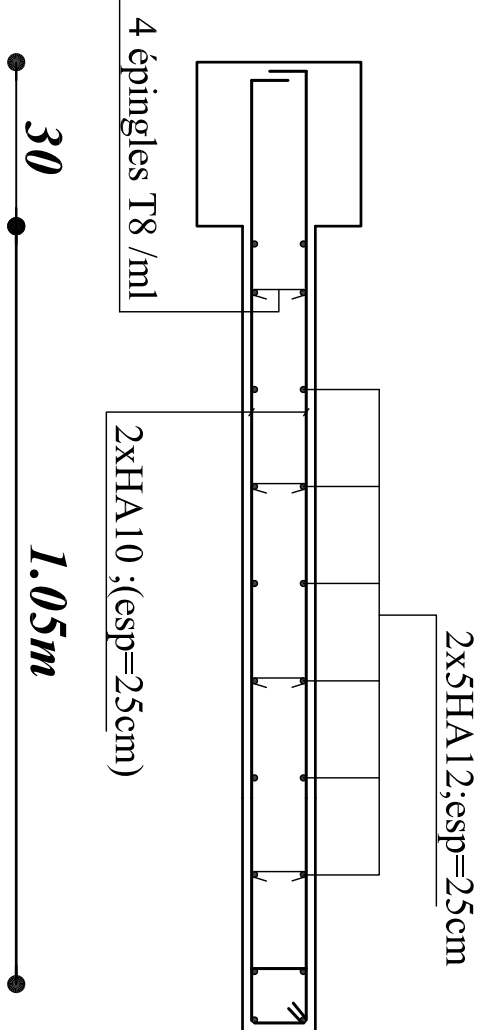
Coffrage et ferrailage du voile transversal VT13 du 3ème; 4ème et le 5ème niveau



Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT6a; VT6b du 3ém; 4ème et le 5ème niveau

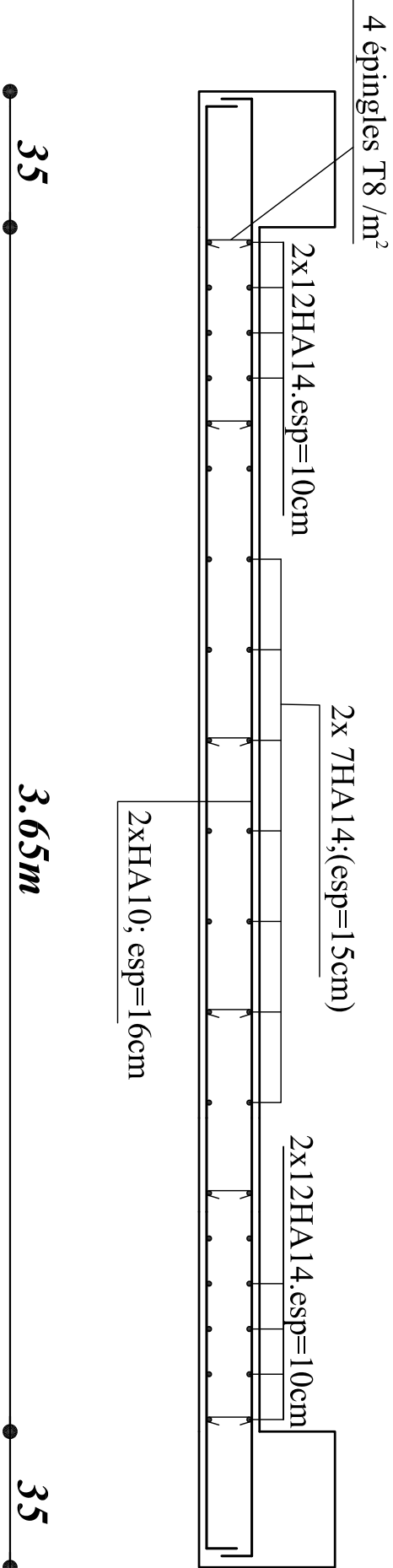


Coffrage et ferrailage des voiles VT1; VT2; VT3; VT4;VT5;VT9;VT10;VT12 du3ème; 4ème et le 5ème niveau

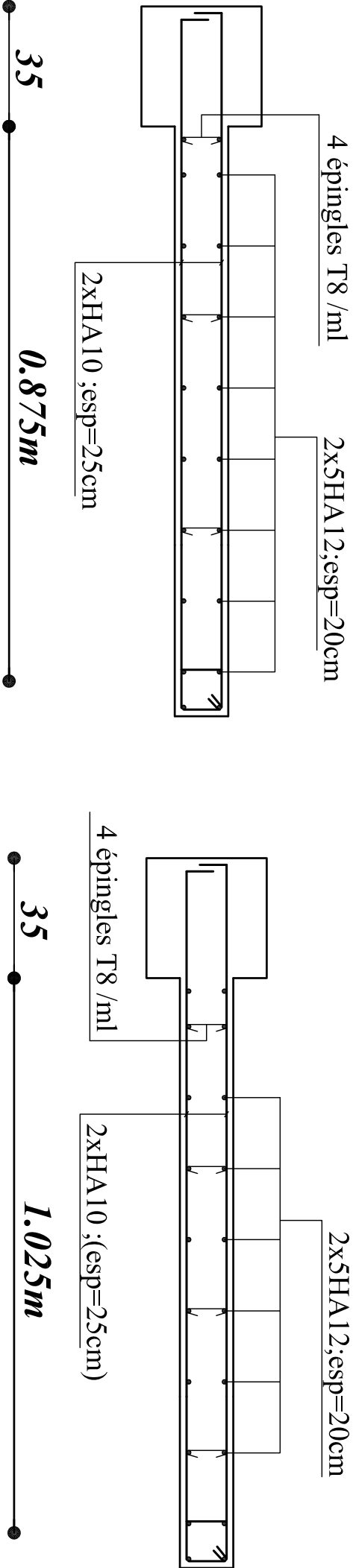


Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT7; VT8; VT11 du 3ème; 4ème et le 5ème niveau

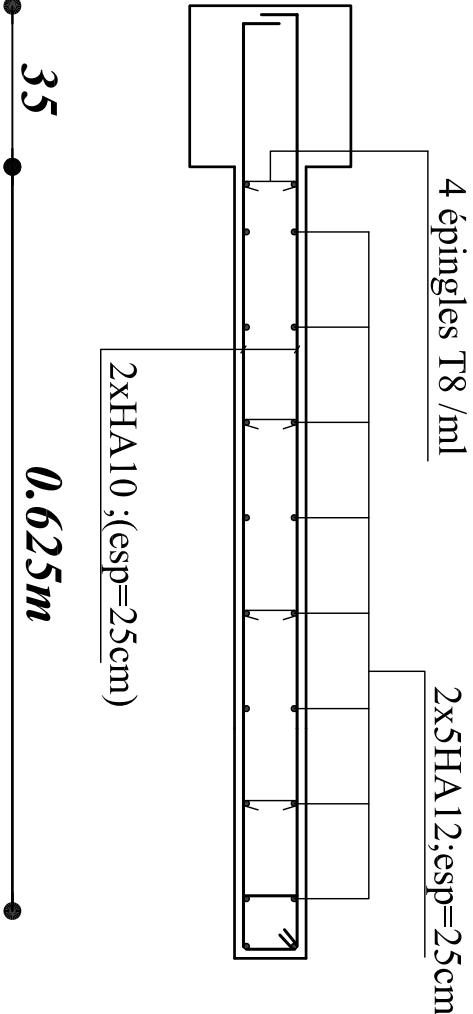
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZIHOUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Ferrailage des voiles transversaux	
DIRIGER PAR:		
Madame Iouadj		
Promotion: 2012-2013	Niveau: La zone III	Echelle:



Coffrage et ferrailage du voile transversal VT13 du 2ème niveau

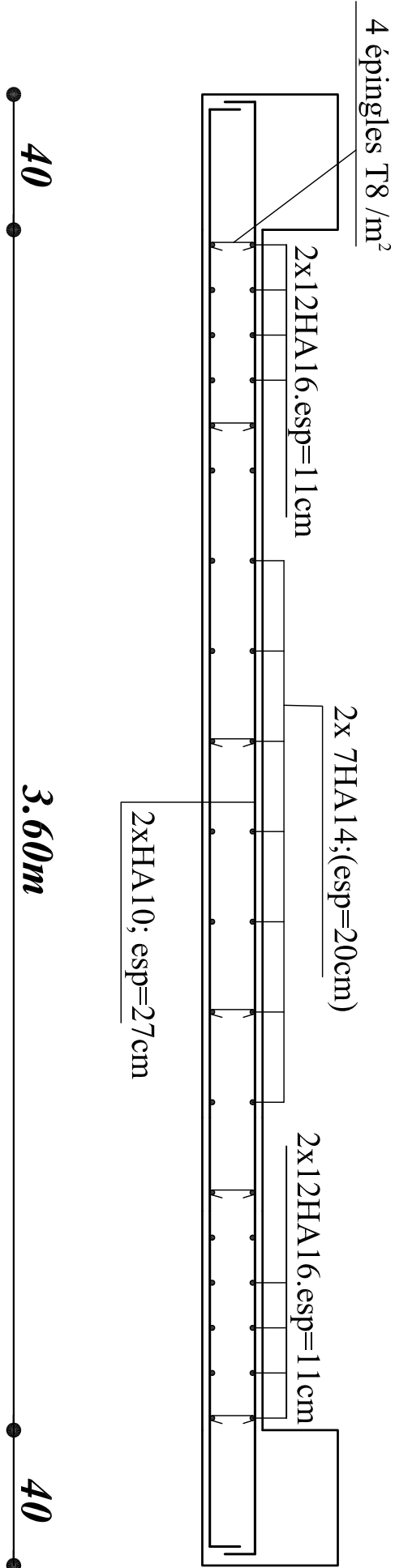


Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT6a; VT6b du 2ème niveau

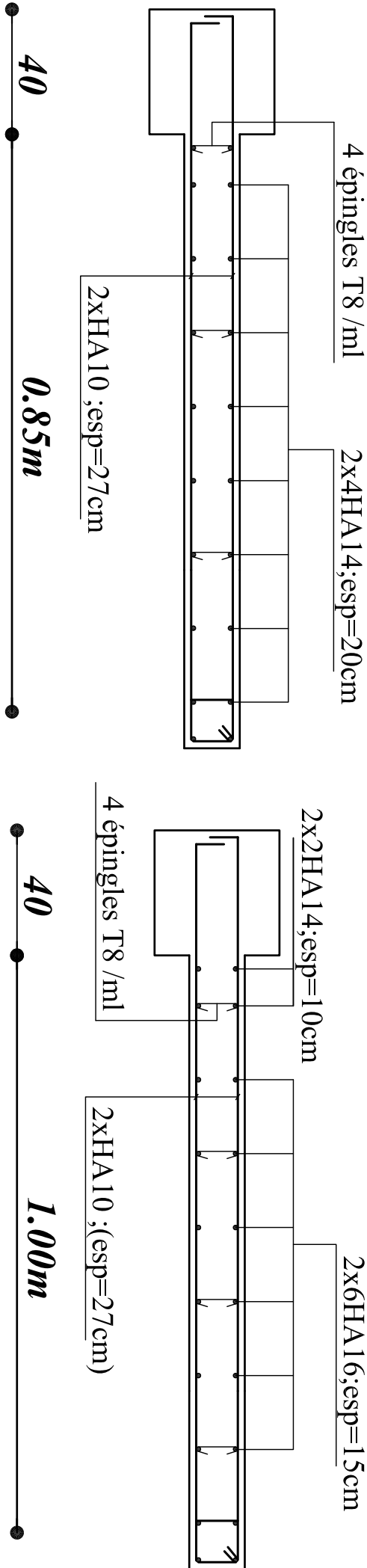


Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT1; VT2; VT3; VT4; VT5; VT9; VT10; VT12 du 2ème niveau

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZIHOUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Ferrailage des voiles transversaux	
DIRIGER PAR:		
Madame louadi		
Promotion: 2012-2013	Niveau: La zone II	Echelle:

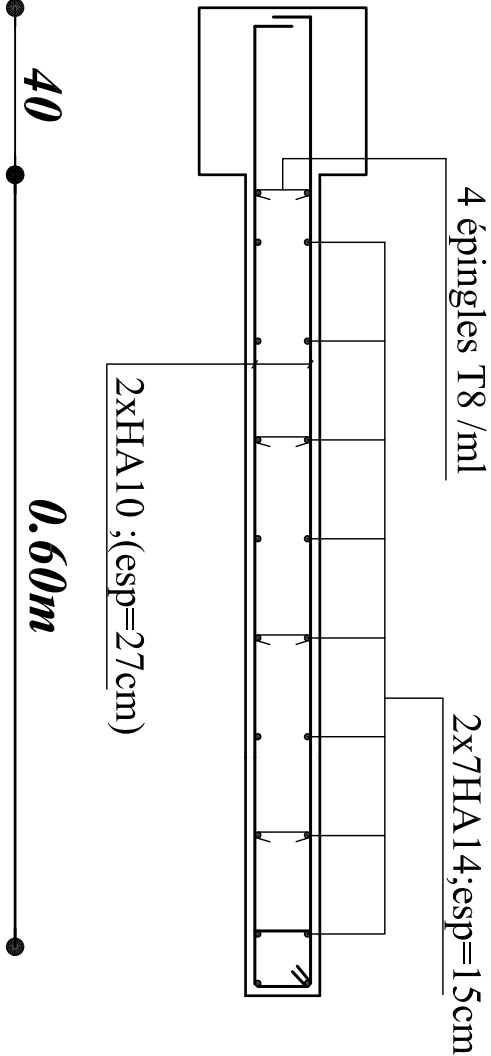


Coffrage et ferrailage du voile transversal VT13 du 1er niveau



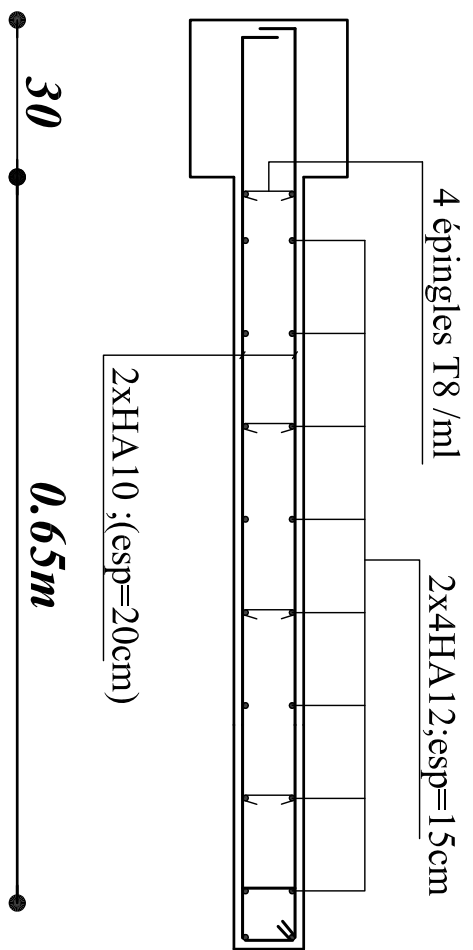
Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT6a, VT6b du 1er niveau

Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT7; VT8; VT11 du 1er niveau

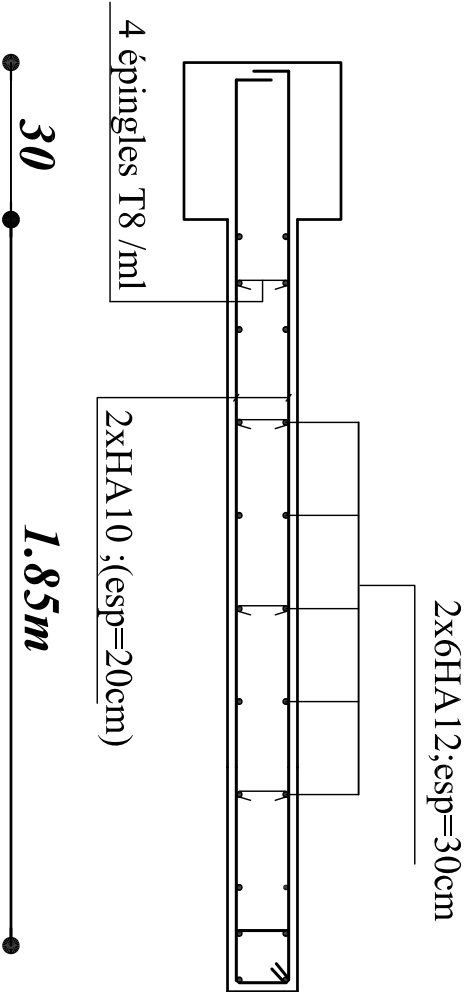


Coffrage et ferrailage des voiles transversaux VT1; VT2; VT3; VT4;VT5;VT9;VT10;VT12 du 1er niveau

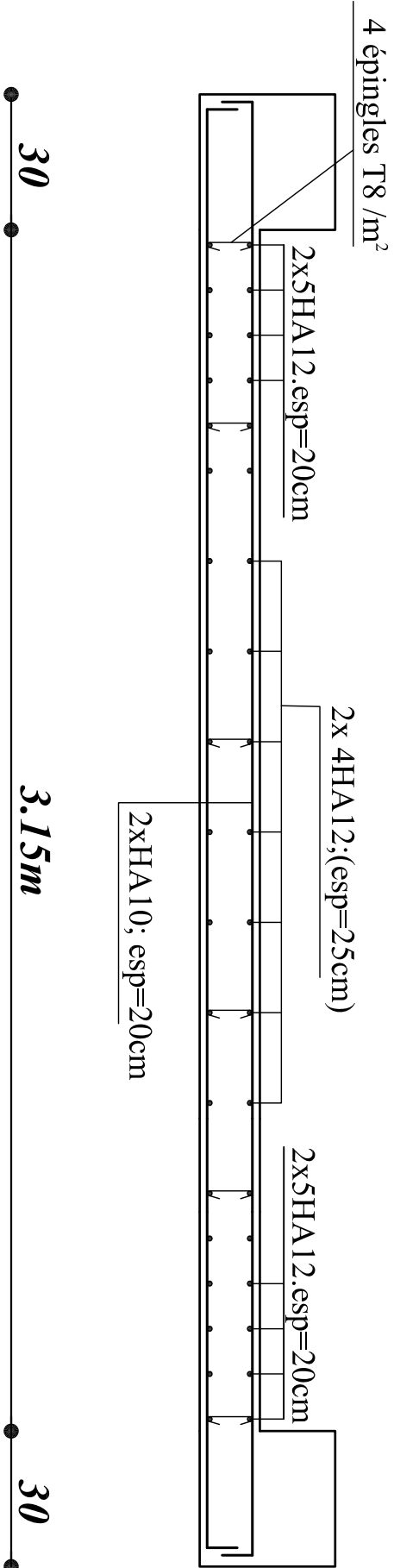
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERISIE MOULOUD MAMMERI DE TIZIHOUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Ferrailage des voiles transversaux	
DIRIGER PAR:		
Madame Ionadj		
Promotion: 2012-2013	Niveau: La zone I	Echelle:



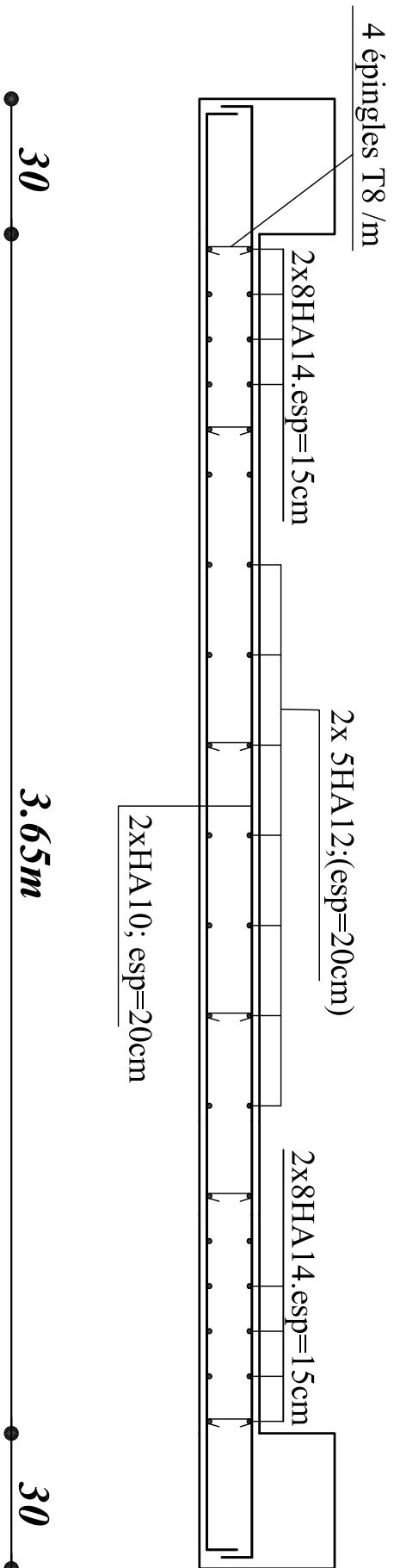
Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL4; VL5; VL6 et VL7 du 3ème; 4ème et 5ème niveau



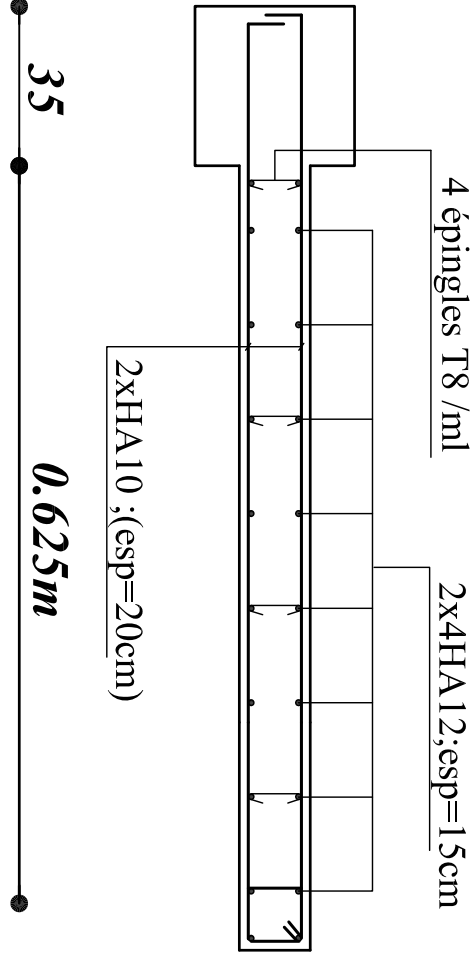
Coffrage et ferrailage du voile longitudinal VL9 du 3ème; 4ème et 5ème niveau



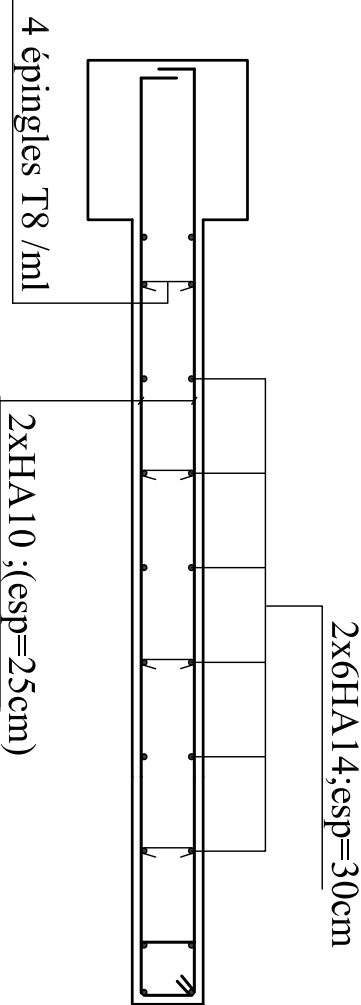
Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL2 et VL3 du 3ème; 4ème et 5ème niveau



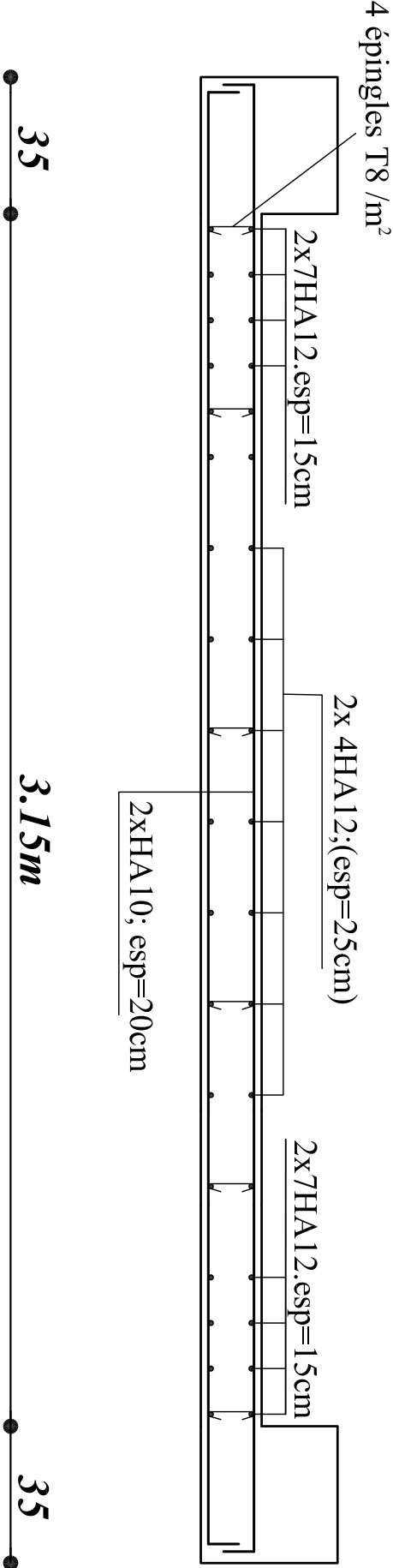
Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL1; VL8 et VL10 du 3ème; 4ème et 5ème niveau



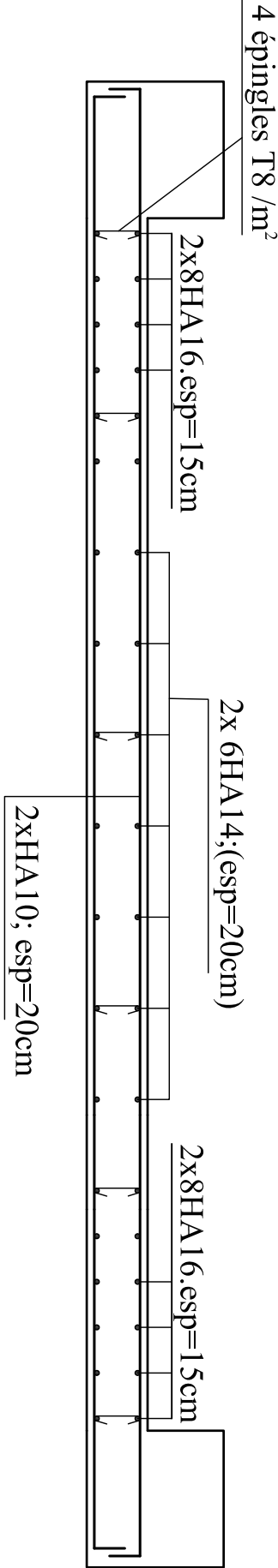
Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL4; VL5; VL6 et VL7 du 2ème niveau



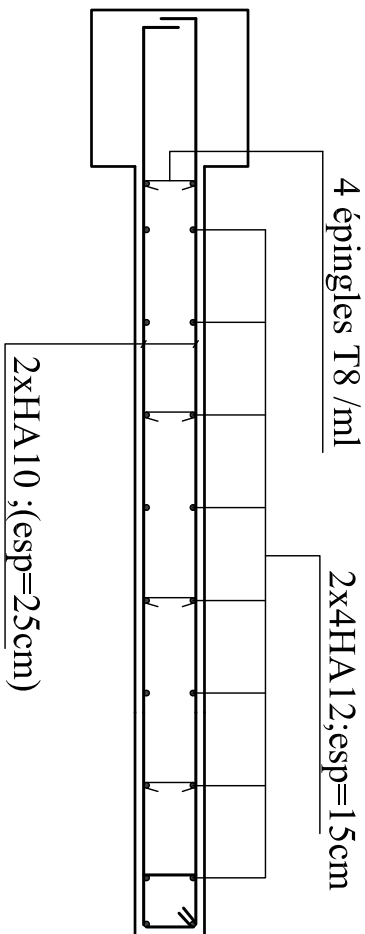
Coffrage et ferrailage du voile longitudinal VL9 du 2ème niveau



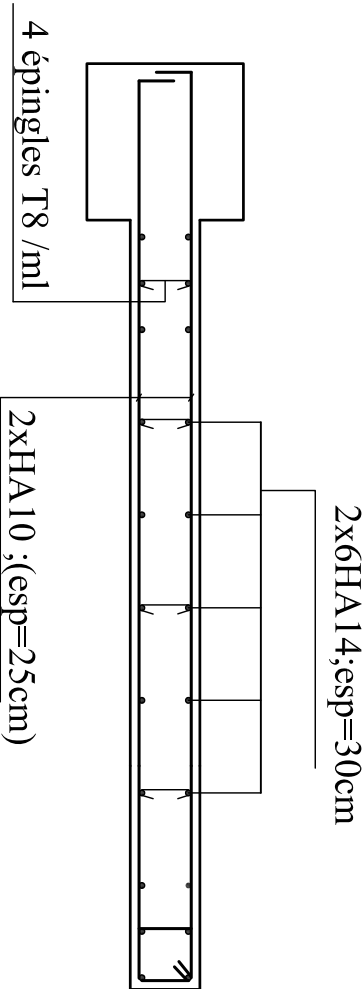
Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL2 et VL3 du 2ème niveau



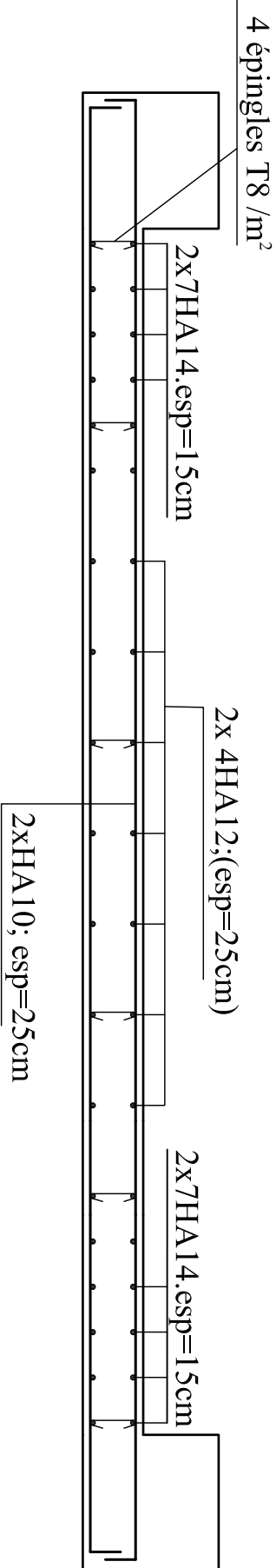
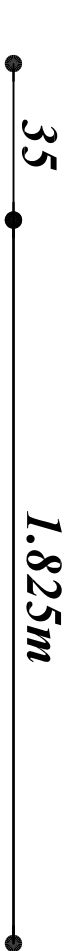
Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL1; VL8 et VL10 du 2ème niveau



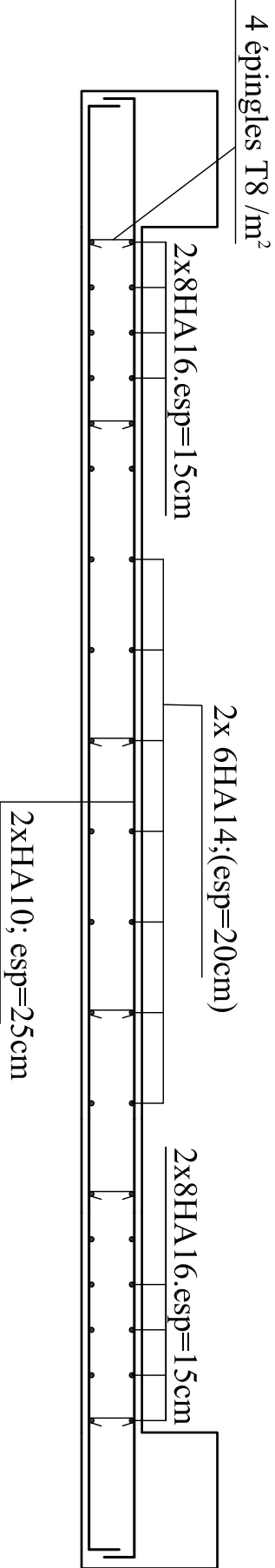
Coffrage et ferrailage des voiles longitudineaux VL4;VL5; VL6 et VL7 du 1er niveau



Coffrage et ferrailage du voile longitudinal VL9 du 1er niveau



Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL2 et VL3 du 1er niveau

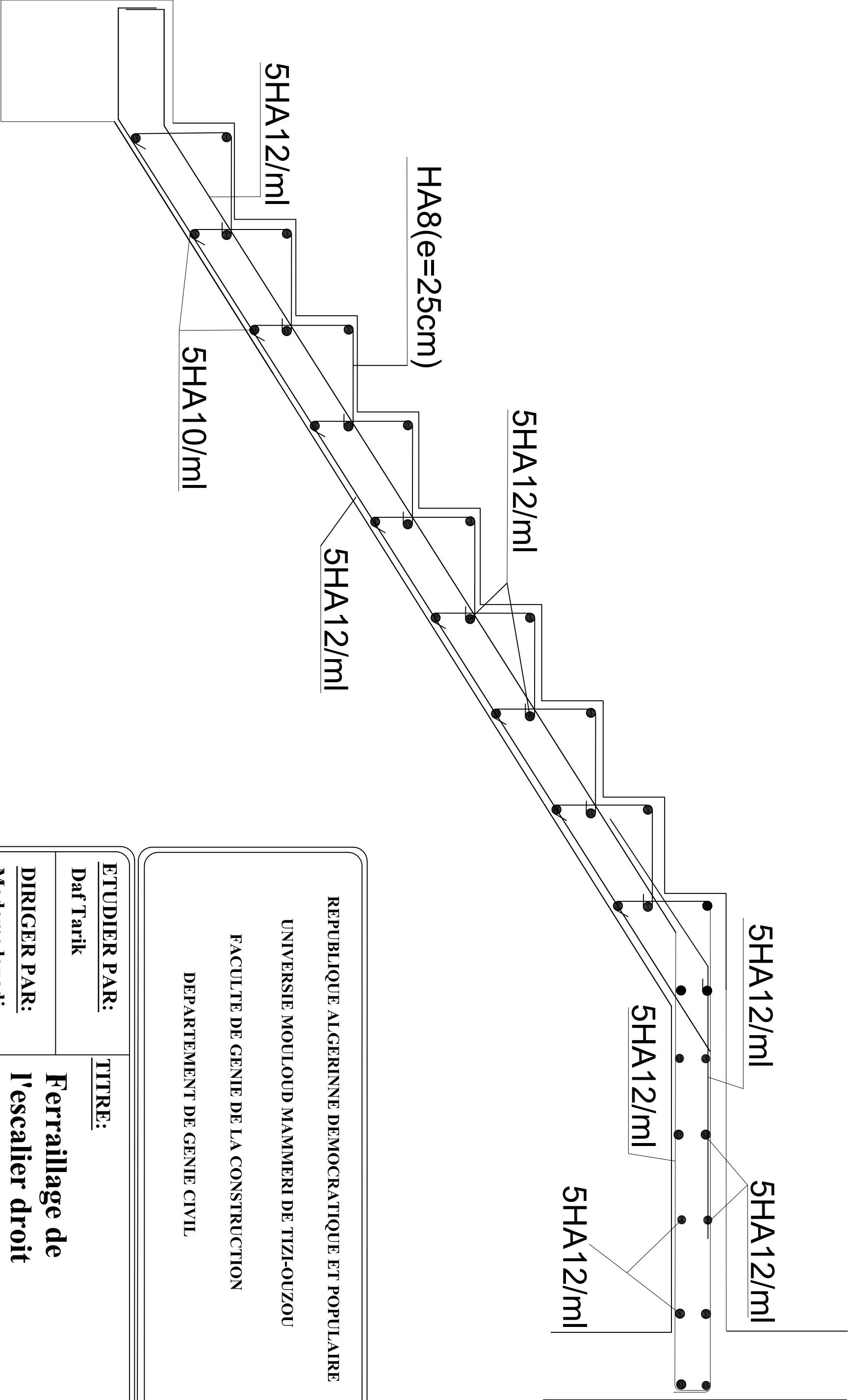


Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux VL1; VL8 et VL10 du 1er niveau

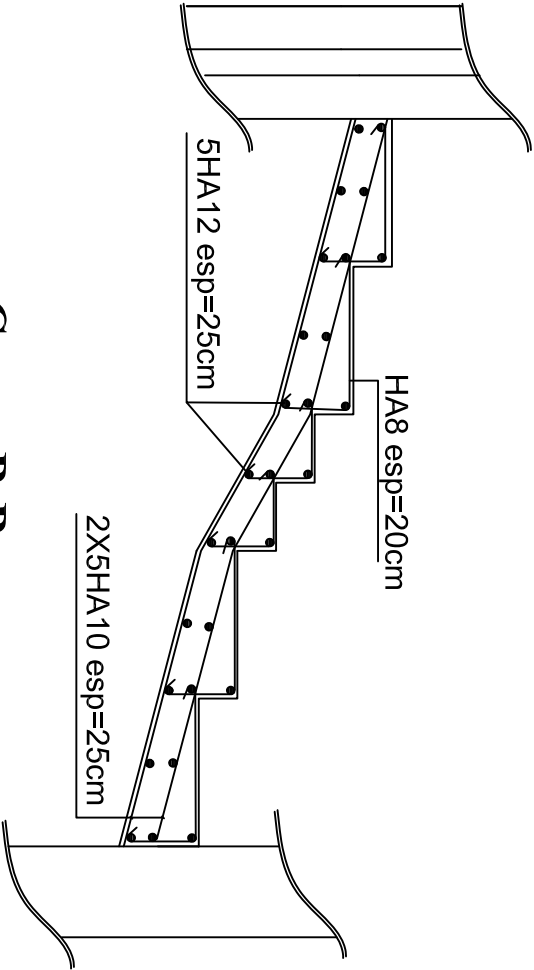


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZIOUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

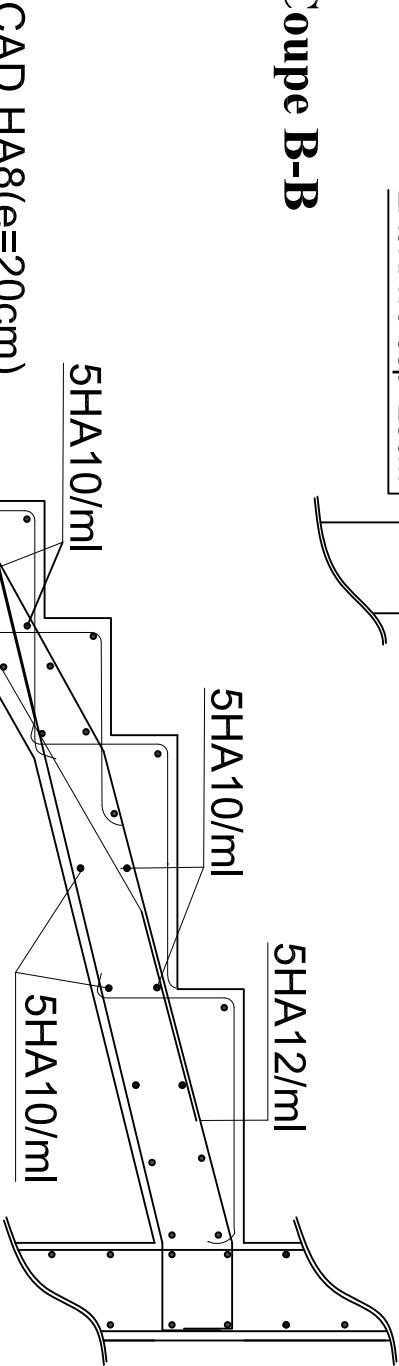
ETUDIER PAR: Daf Tarik		TITRE: Ferrailage des voiles Longitudinaux	
DIRIGER PAR: Madame louadi			
Promotion: 2012-2013	Niveau: La zone I	Echelle:	



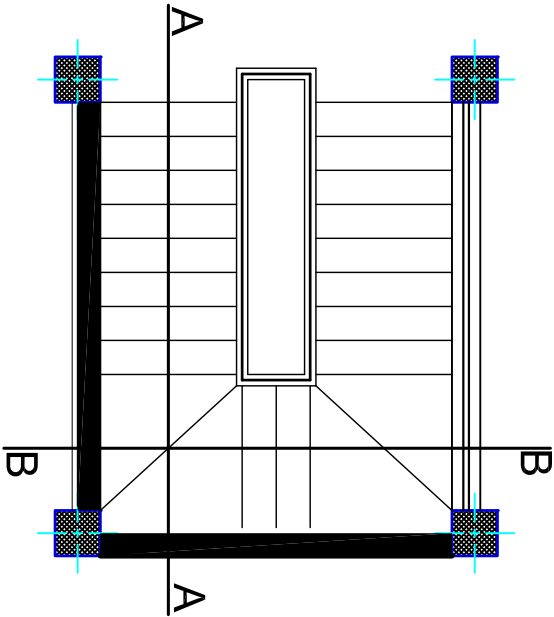
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDIER PAR:</u>	<u>TITRE:</u>	
Daf Tarik	Ferrailage de l'escalier droit	
<u>DIRIGER PAR:</u>		
Madame louadj		
Promotion: 2012-2013	Niveau: tout étage courant	Echelle:



Coupe B-B



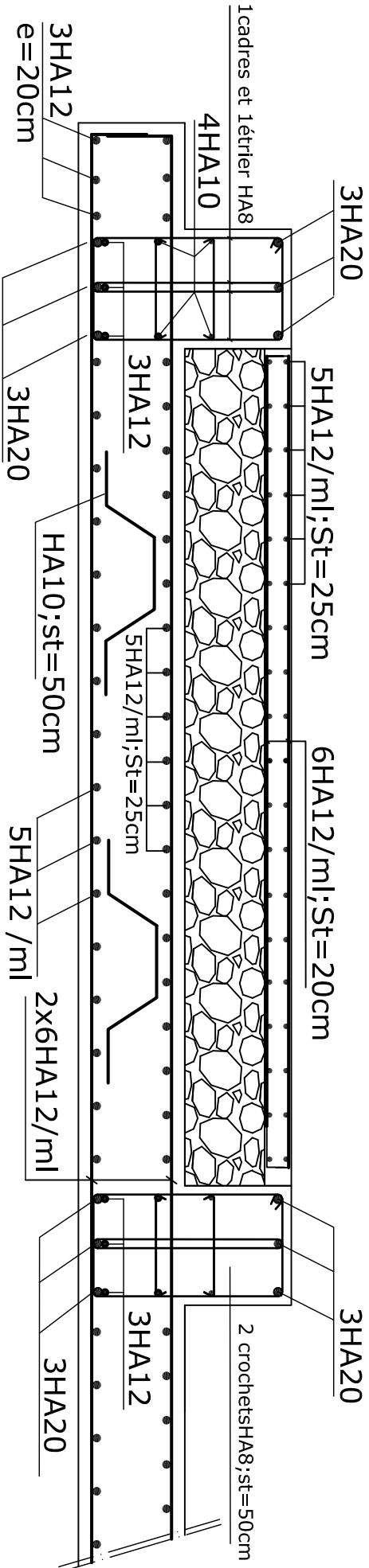
Coupe A-A



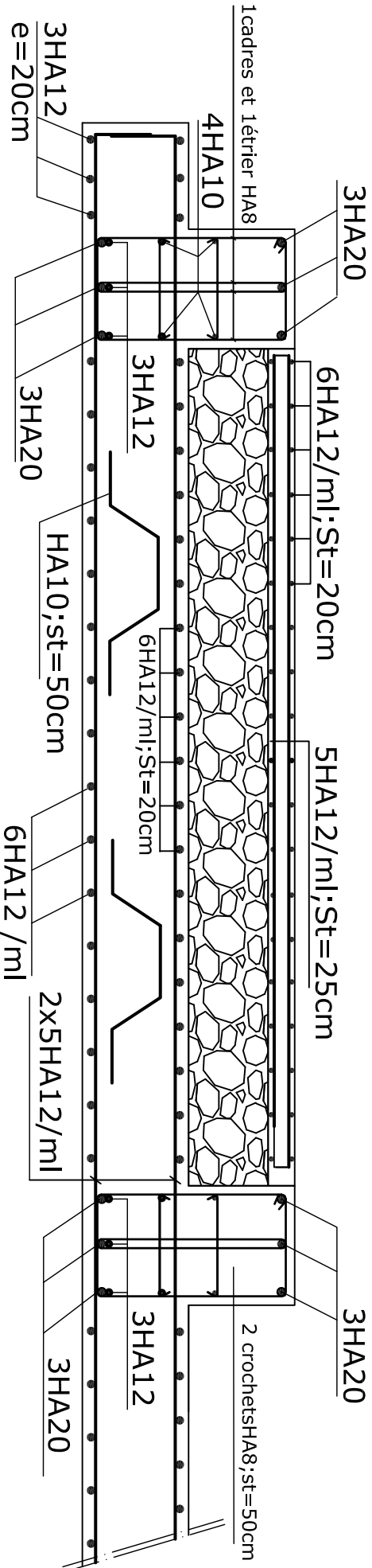
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>ETUDIER PAR:</u> Daf Tarik		<u>TITRE:</u> Ferrailage de l'escalier balancer	
<u>DIRIGER PAR:</u> Madame louadj			
Promotion: 2012-2013		Niveau: Le RDC	Echelle:1/50

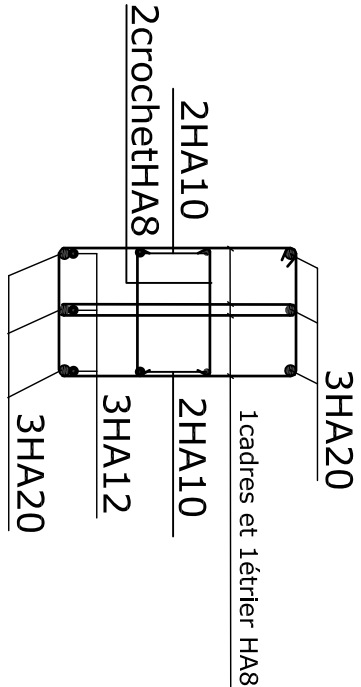
Férrailage du radier dans le sens transversal



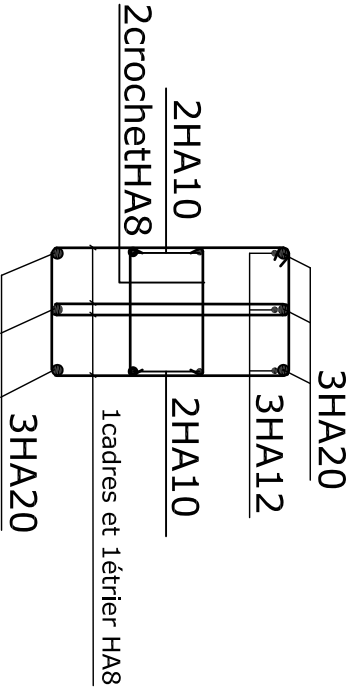
Férrailage du radier dans le sens longitudinal



aux appuis

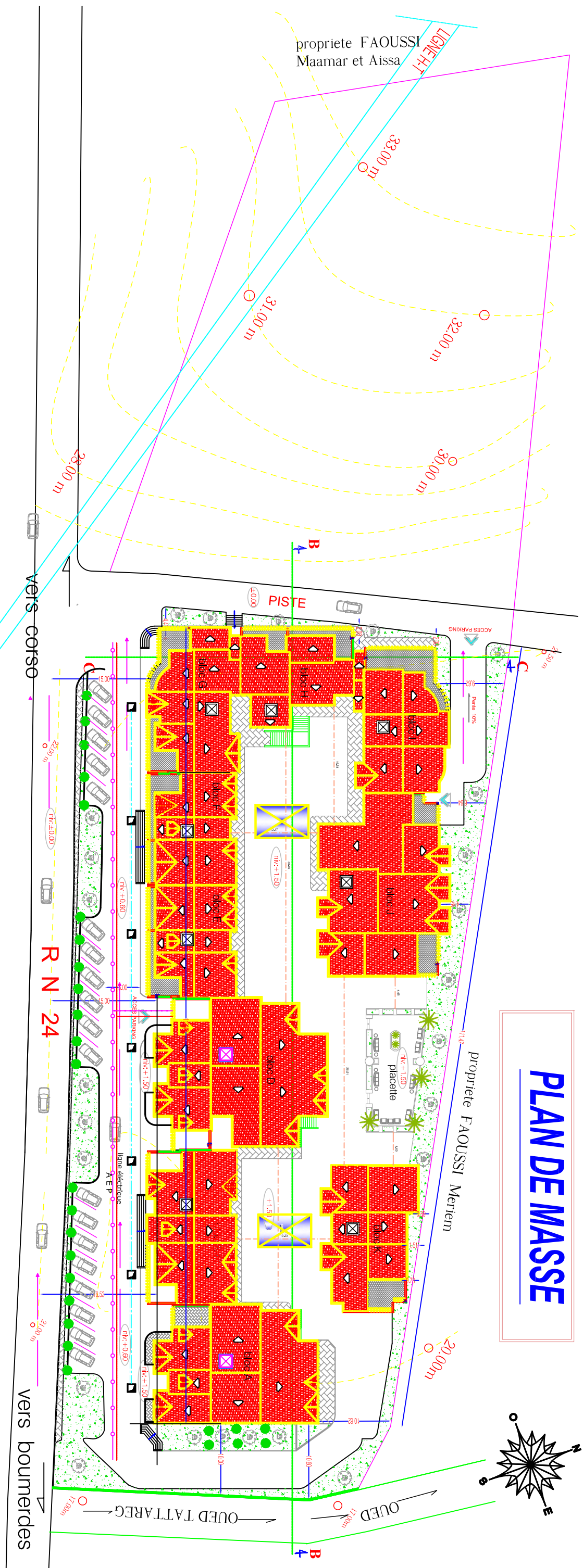
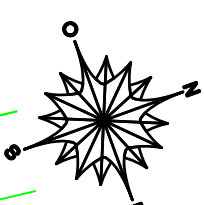


en travées



république algérienne populaire et démocratique		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Ferrailage du radier	
DIRIGE PAR:		
Madame Louadj		
PROMOTION 2012/2013	Le Radier	Echelle:

PLAN DE MASSE



PROPRIETÀ :.....EURL W.S.W.D.


PROPRIETÀ :.....EURL W.S.W.D.

- Surface totale du terrain :....S=8824 ,00m².

- Surface batie :S=2637.75m².

- C.E.S.....29.89%

reseau d'assainissement

 REGARD

ligne électrique
AEP

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSIE MOULOU D MAMMERI DE TIZI6OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:

Daf Tarik

TITRE:

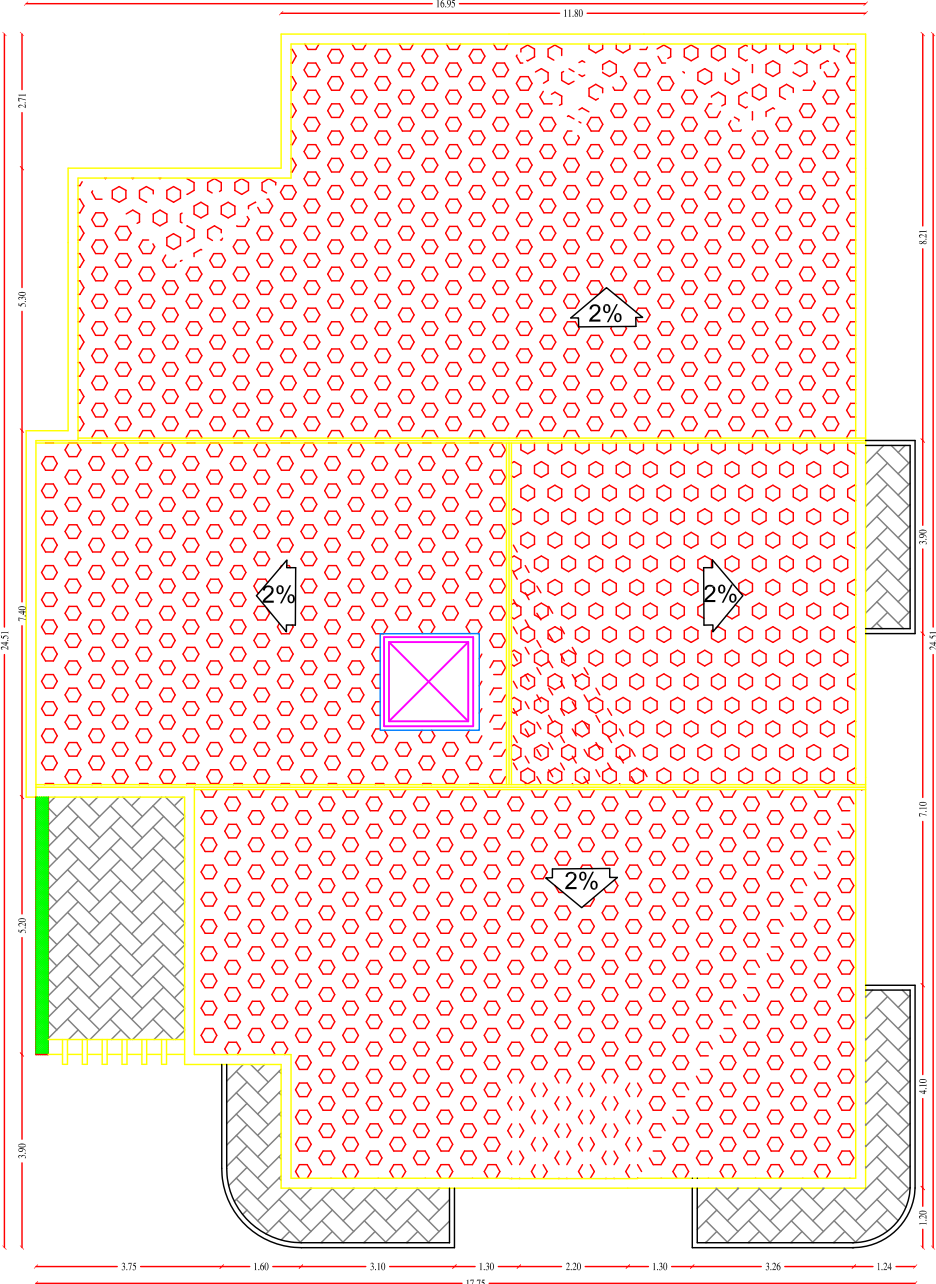
Plan de masse

DIRIGER PAR:
Madame Iouadj

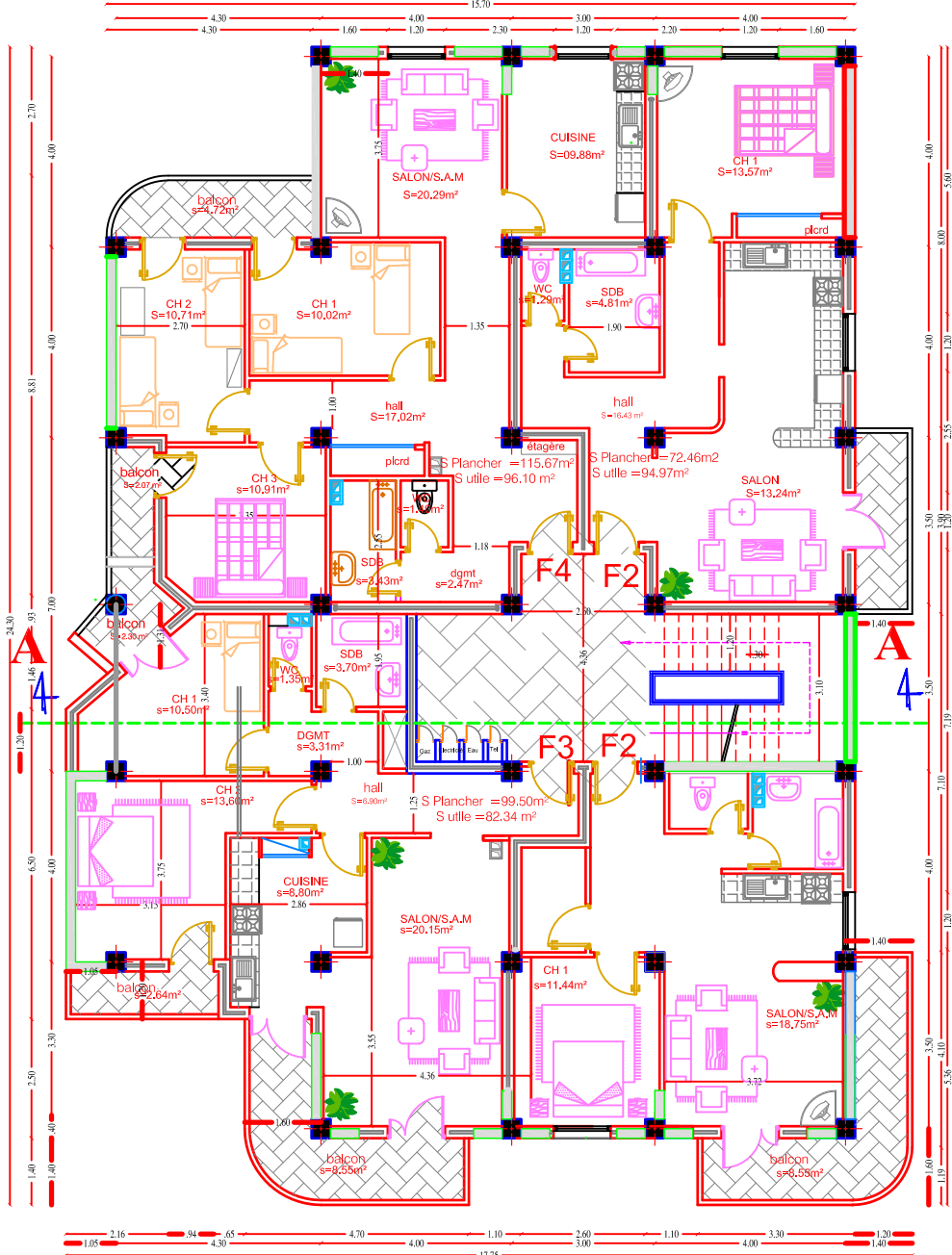
Promotion: 2012-2013

3 Planche N°: 01

Echelle:

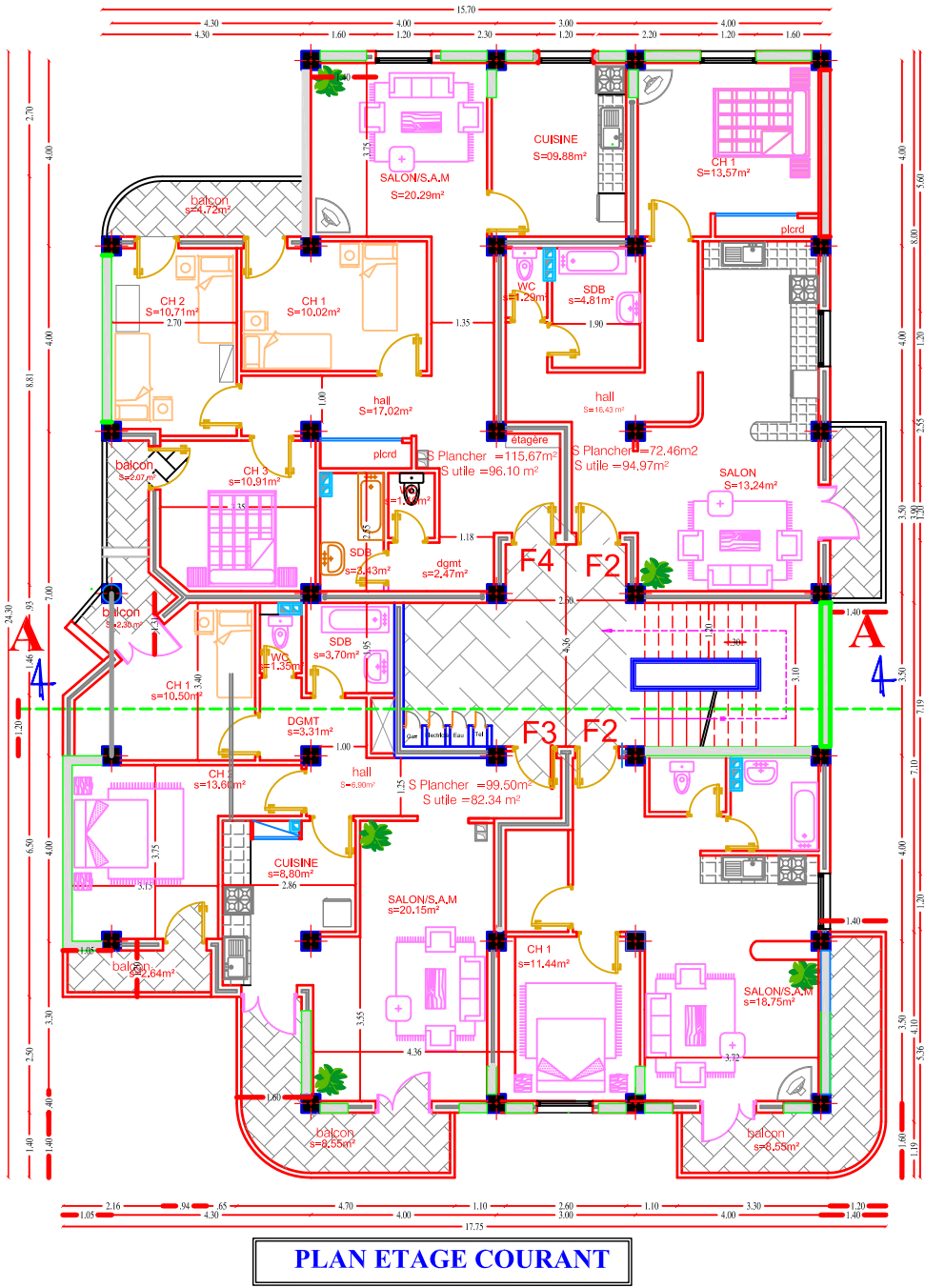
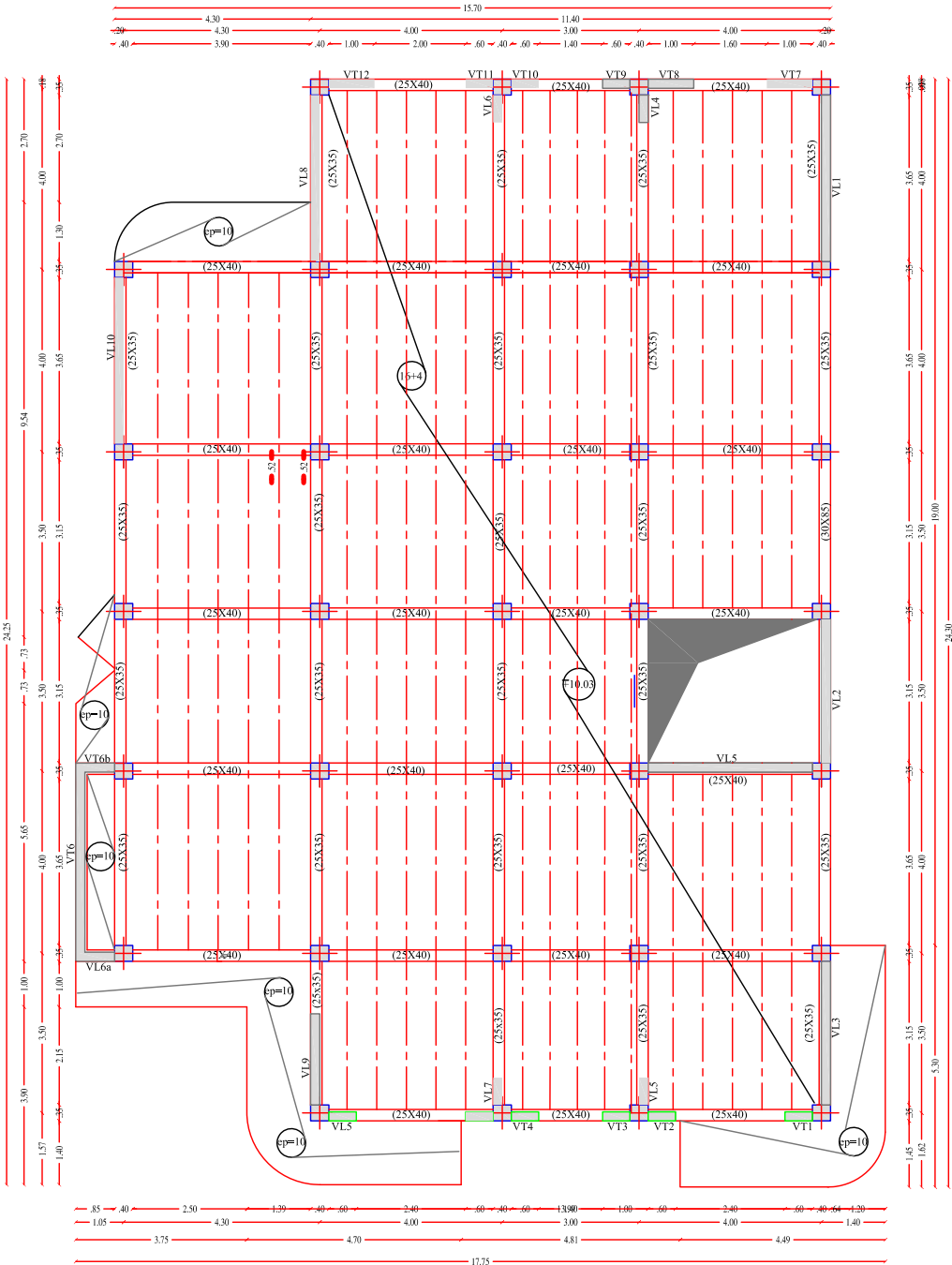


Plan du plancher terrasse



Plan du dernier niveau

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULoud MAMMERI DE TIZI6OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR: Daf Tarik		TITRE: Plan d'architecture du 4ème niveau
DIRIGER PAR: Madame louadj		
Promotion: 2012-2013	Planche N°: 06	Echelle:



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSIE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:

Daf Tarik

DIRIGER PAR:

Madame louadj

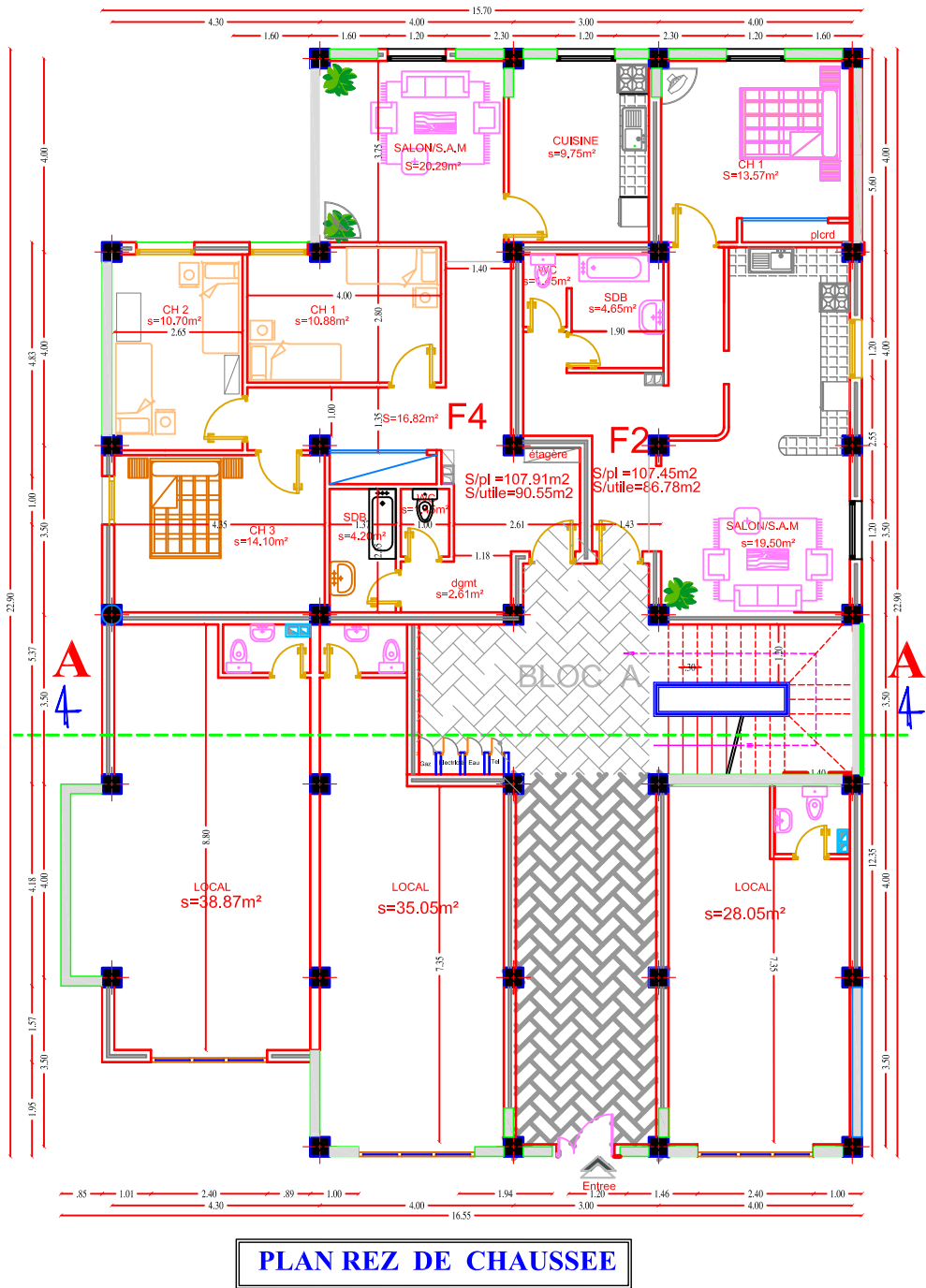
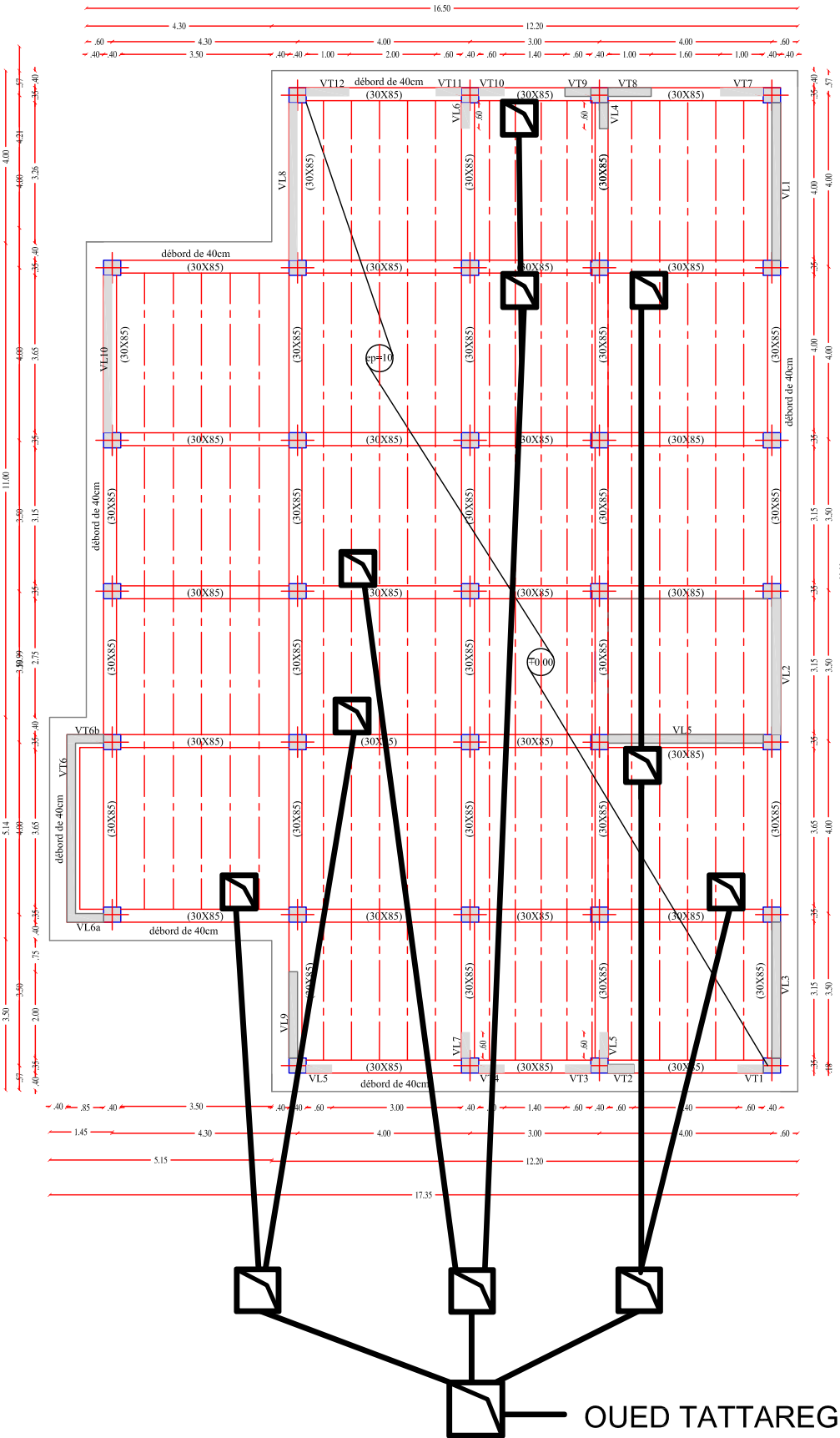
TITRE:

**Plan de coffrage et
d'architecture du 2ème
et 3ème niveaux**

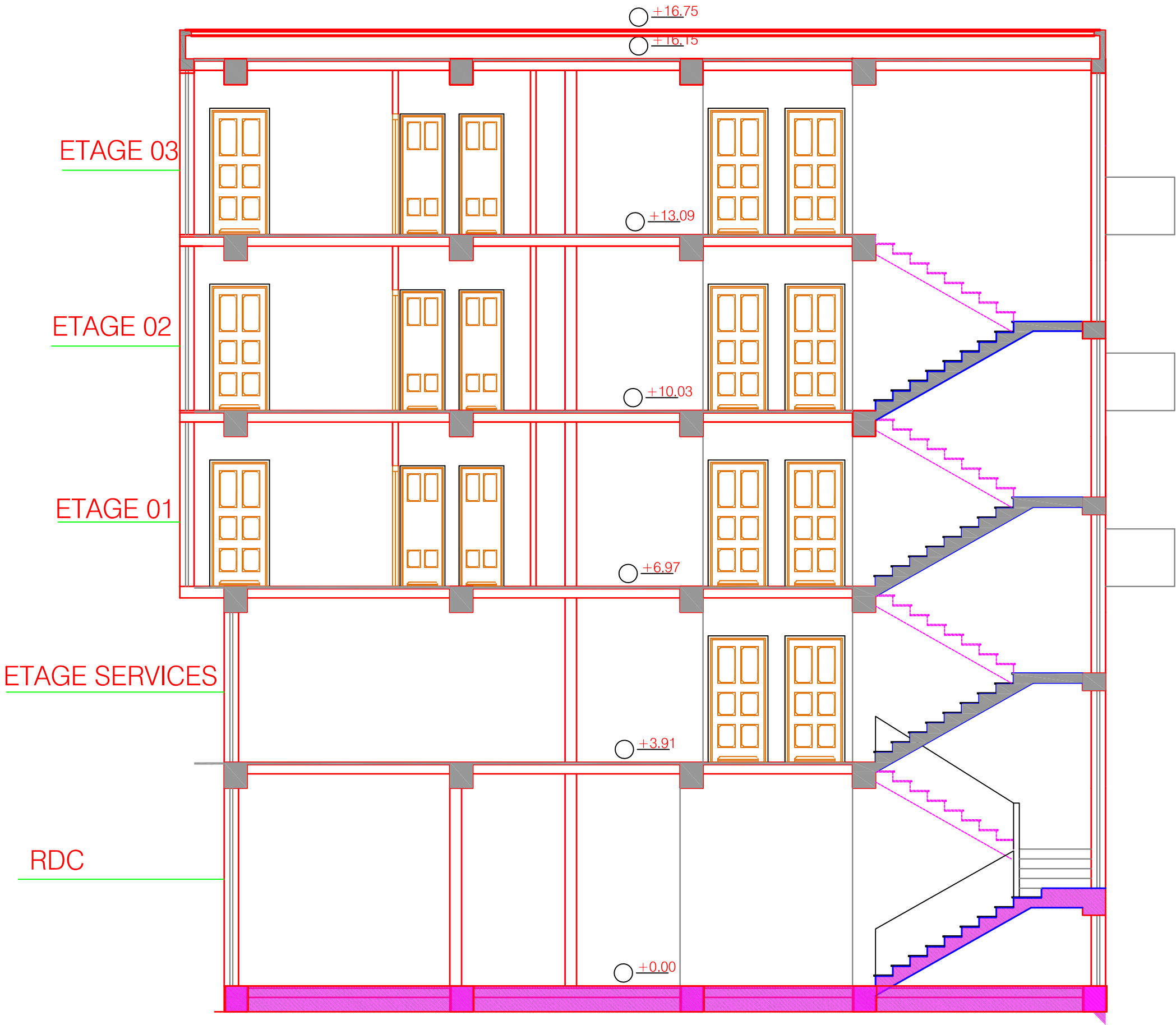
Promotion: 2012-2013

Planche N°: 05

Echelle:



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Plan de coffrage et d'architecture du RDC	
DIRIGER PAR:		
Madame louadj		
Promotion: 2012-2013	Planche N°: 03	Echelle:



COUPE AA

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU		
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR:	TITRE:	
Daf Tarik	Plan d'architecture Coupe A-A	
DIRIGER PAR:		
Madame louadj		
Promotion: 2012-2013	Planche N°: 07	Echelle:



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZI6OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR:
Daf Tarik

DIRIGER PAR:
Madame louadj

Promotion: 2012-2013

TITRE:

Façade principale

Planche N°: 02

Echelle: