

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'une structure en (R+9+2S/Sol)



Dirigé par :

Mr. A. KAHIL

Etudié par :

Mr. : MANADI Rabah

Promotion 2016/2017

Mr. : MOUNIR Makhlouf

REMERCIEMENT

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M^r : KAHIL pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

DÉDICACES

JE DÉDIE CE TRAVAIL À :

- *MA CHÈRE FAMILLE, PARTICULIÈREMENT MA MÈRE QUI M'A TOUJOURS ENCOURAGÉ ET QUE DIEU LA GARDE EN BONNE SANTÉ.*
- *CEUX ET CELLES QUI ONT CONTRIBUÉ À LA FORMATION DE MA CONSCIENCE INTELLECTUELLE.*
- *MA FEMME ET SES SŒURS.*
- *MON BINÔME MAKHLOUF.*
- *MES CHER(ES) AMIS(ES)*

RABAH.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes chers parents qui m'ont aidé et soutenu durant
toutes ces longues années d'étude.*

A ma mère que dieu la garde en bonne santé.

*A mes frère Mhamed (Afroukhe) et Marzouk et mes
sœurs.*

*Ainsi qu'à toute la famille MONIR
A tous mes amis(es) : Ahmed ,Hakim ,Jugurtha ,Karim
,Krimou ,Amer ,Zohir ,doudou ,dihia ,lidia ,malika
,radia ,katia (tita), et toute personne que je
connais surtout mon binôme Rabeh.*

A toute la promotion 2017 (CCI, CHA, VOA).

*Et A tous les kabyles qui souffrent dans le monde
entier.*

Makhlouf

Liste des abréviations et symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
a	Cote du poteau carré.
B	Facteur de comportement de la structure ; aire d'une section de béton.
b	Largeur de la poutre.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section du béton.
Di	Facteur d'amplification dynamique.
d'	Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.
d	Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier .
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité.
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
f	Flèche.
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression.
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	limite élastique de l'acier.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversal.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau.
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
I_f	Longueur du flambement.
j₀	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse.
M₀	Moment isostatique.
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
n	Nombre de niveaux.

P, W	Poids.
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
St	Espacement entre armatures.
T	Effort tranchant, période.
Ue	Périmètre.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
Vl	Voiles longitudinales.
Vt	Voiles transversales.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique, coefficient de
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé.
ε_b	déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration.
λ	Coefficient d'élancement.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contraint de compression de béton.
σ_{bc}	Contrainte limite de service du béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.
σ_s	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_1	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

SOMMAIRE

- ❖ Plan d'architecture
- ❖ Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage a étudier.....	1
I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage	1
I.3 Elément de la structure.....	1
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1Introduction	14
II.2 pré dimensionnement des planchers	14
II.3 pré dimensionnement des poutres	16
II.4 pré dimensionnement des voiles.....	19
II.5 pré dimensionnement des poteaux.....	21

Chapitre III : Calcul des éléments.

III.1 Le Plancher à corps creux	32
III.2 Calcul de l'acrotère	51
III.3 Calcul des balcons.....	57
III.4 Calcul des portes à faux	62
III.5 Etude de la salle machine	67
III.6 Calcul de dalle pleine étage courant.....	77
III.7 Les escaliers	82
A) Cage d'escaliers « 01 »	83
• Type 01.....	83
• Type 02.....	93
B) Cage d'escaliers « 02 »	104
• Type 01.....	104
• Type 02.....	113
III.8 Etude de la poutre palière.....	125

Chapitre IV : Vérification des conditions du RPA.

IV.1 Introduction.....	134
IV.2 Modes de vibration	134
IV.3 L'effort tranchant à la base	135
IV.4 Justification vis-à-vis des déformations.....	139
IV.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	140
IV.6 L'excentricité	141
IV.7 Système de contreventement.....	142

Chapitre V : Ferrailage des poteaux.

V.1 Introduction	144
V.2 Recommandations et exigences du RPA.....	144
V.3 Exposé de la méthode de calcul	145
V.4 Vérifications à l'ELU	150
V.5 Vérifications à l'ELS.....	153

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.

VI.1 Introduction.....	161
VI.2 Recommandations et exigences du RPA	161
VI.3 Etapes de calcul.....	162
VI.4 Vérifications à l'ELU	165
VI.5 Vérifications à l'ELS	168

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.

VII.1 Introduction	173
VII.2 Exposé de la méthode de calcul.....	174

Chapitre VIII : Etude des fondations.

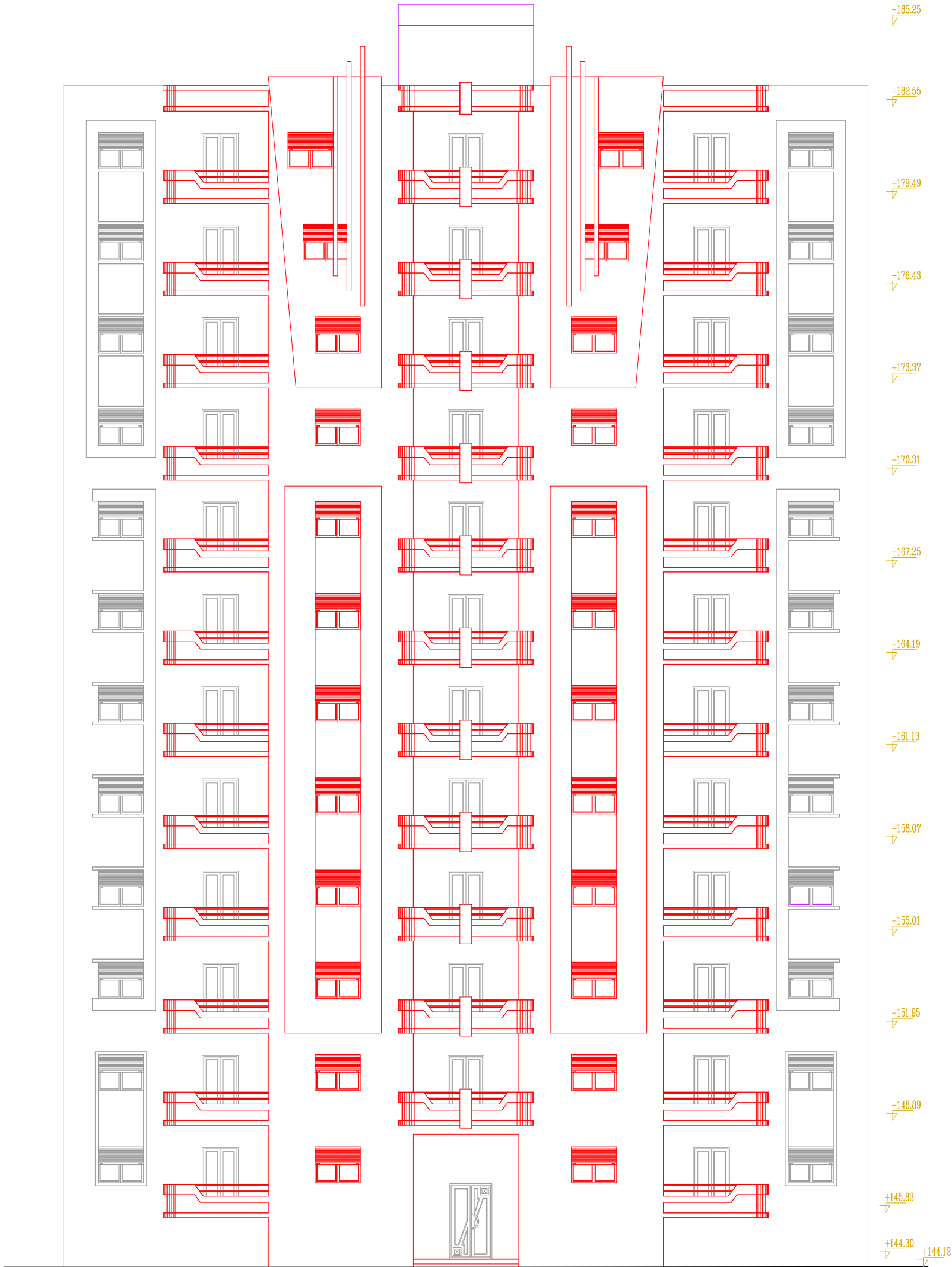
VIII.1 Introduction	200
VIII.2 Etude du sol	200
VIII.3 Calcul du radier général	205
VIII.4 Ferrailage du radier	210
VIII.5 Ferrailage du débord	214
VIII.6 Ferrailage de la nervures	216
VIII.7 Vérifications à l'ELU	226
VIII.8 Vérifications à l'ELS.....	227

Chapitre IX : Etude du mur plaque.

IX.1 Introduction.....	228
IX.2 Pré dimensionnement du mur plaque.....	228
IX.3 Ferrailage du mur plaque	230
❖ Conclusion générale	
❖ Les plans de ferrailages	
❖ Références bibliographiques	



Plans d'architecture

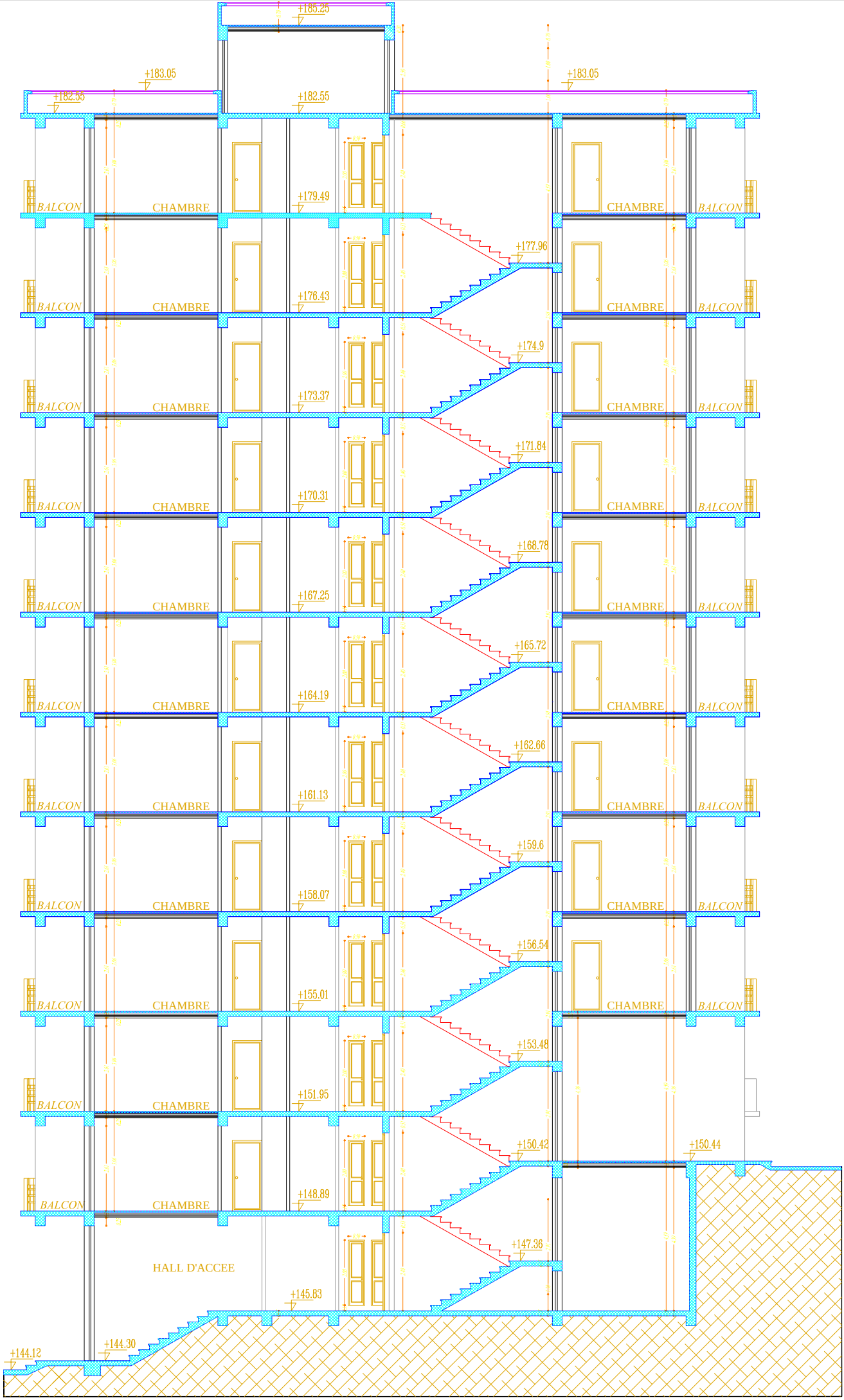


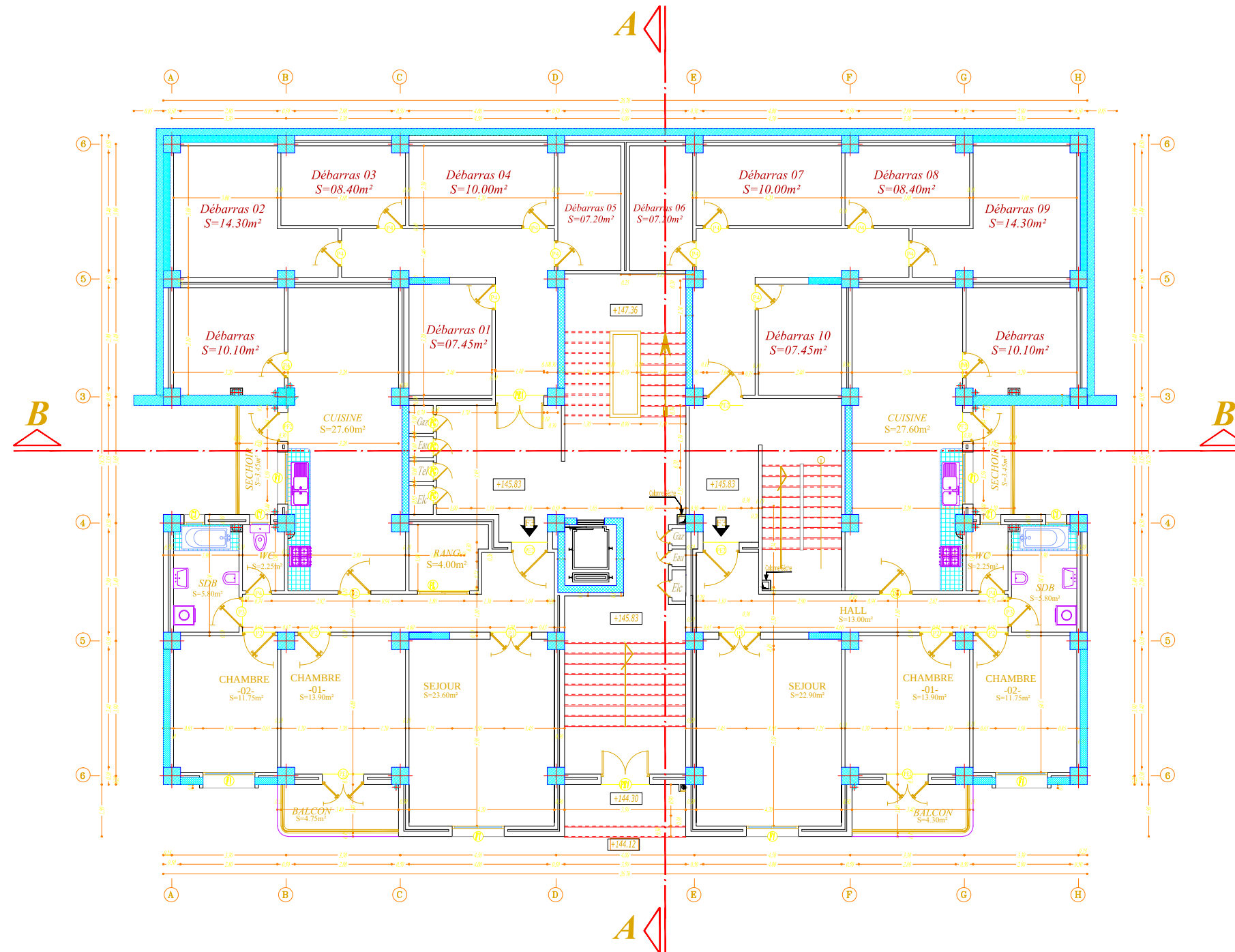
LOGEMENT PROMOTIONNEL
NOUVEAU BATIMENT - A -

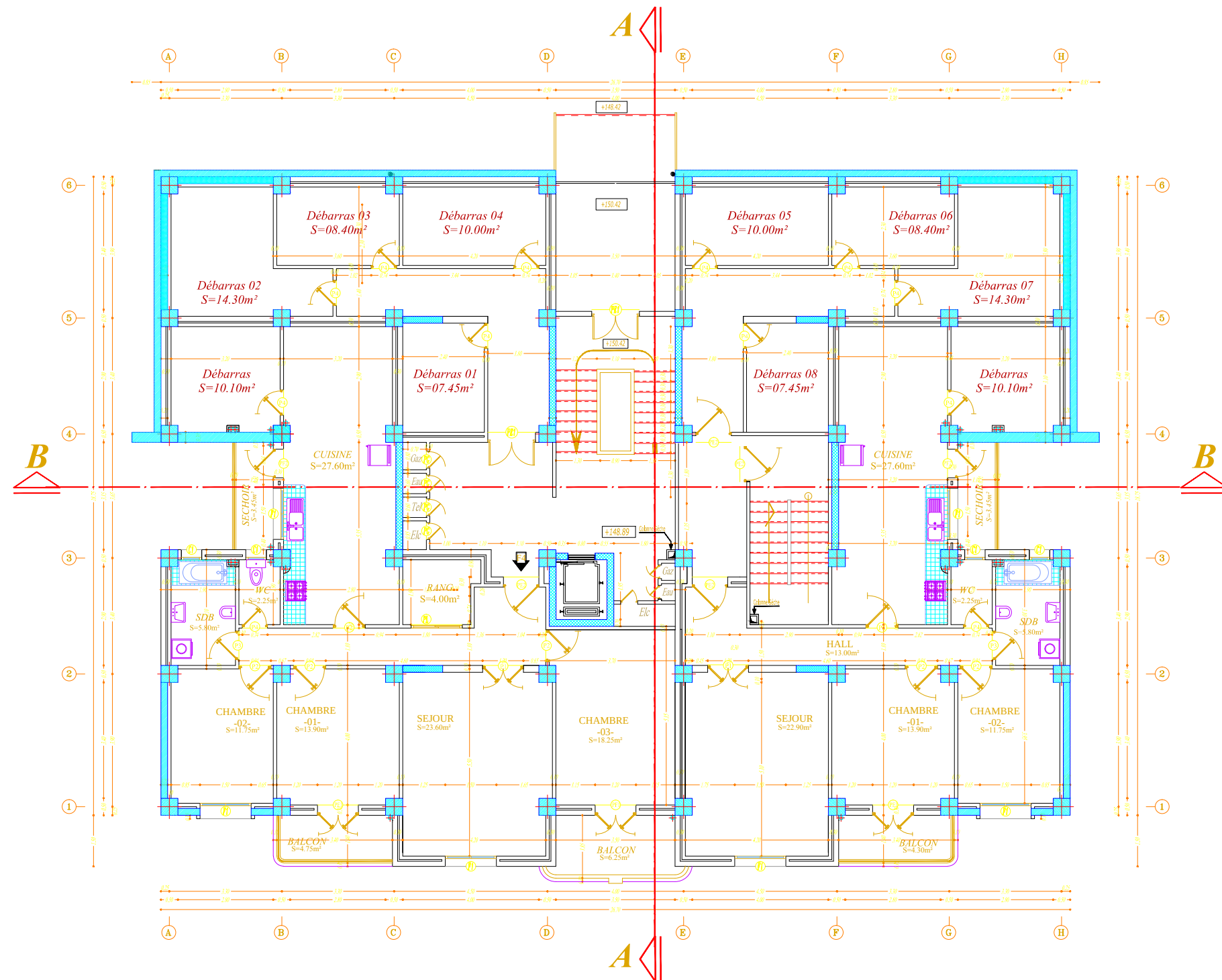
FACADE PRINCIPALE

LOGEMENT PROMOTIONNEL
NOUVEAU BATIMENT - A -

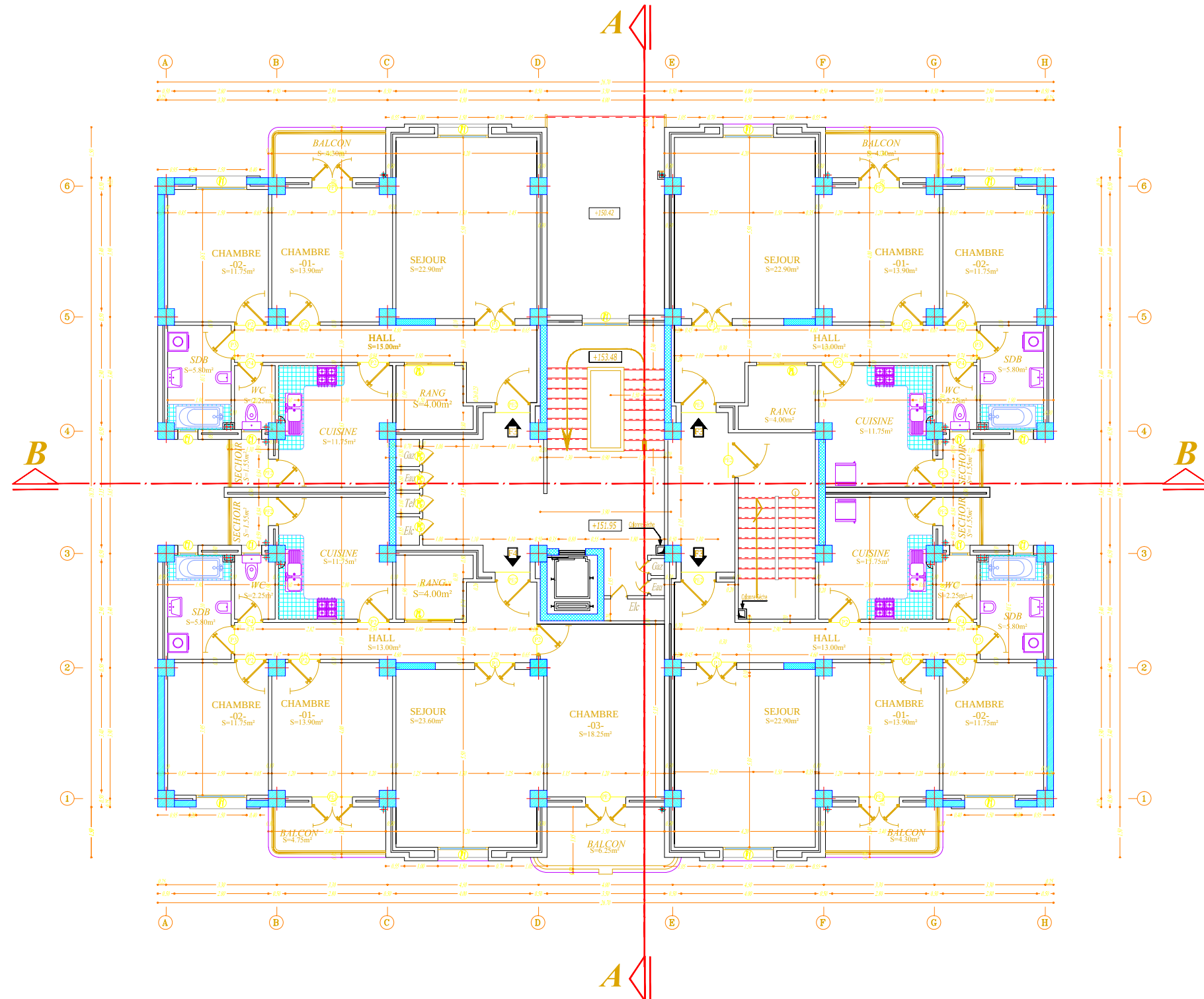
COUPE A-A



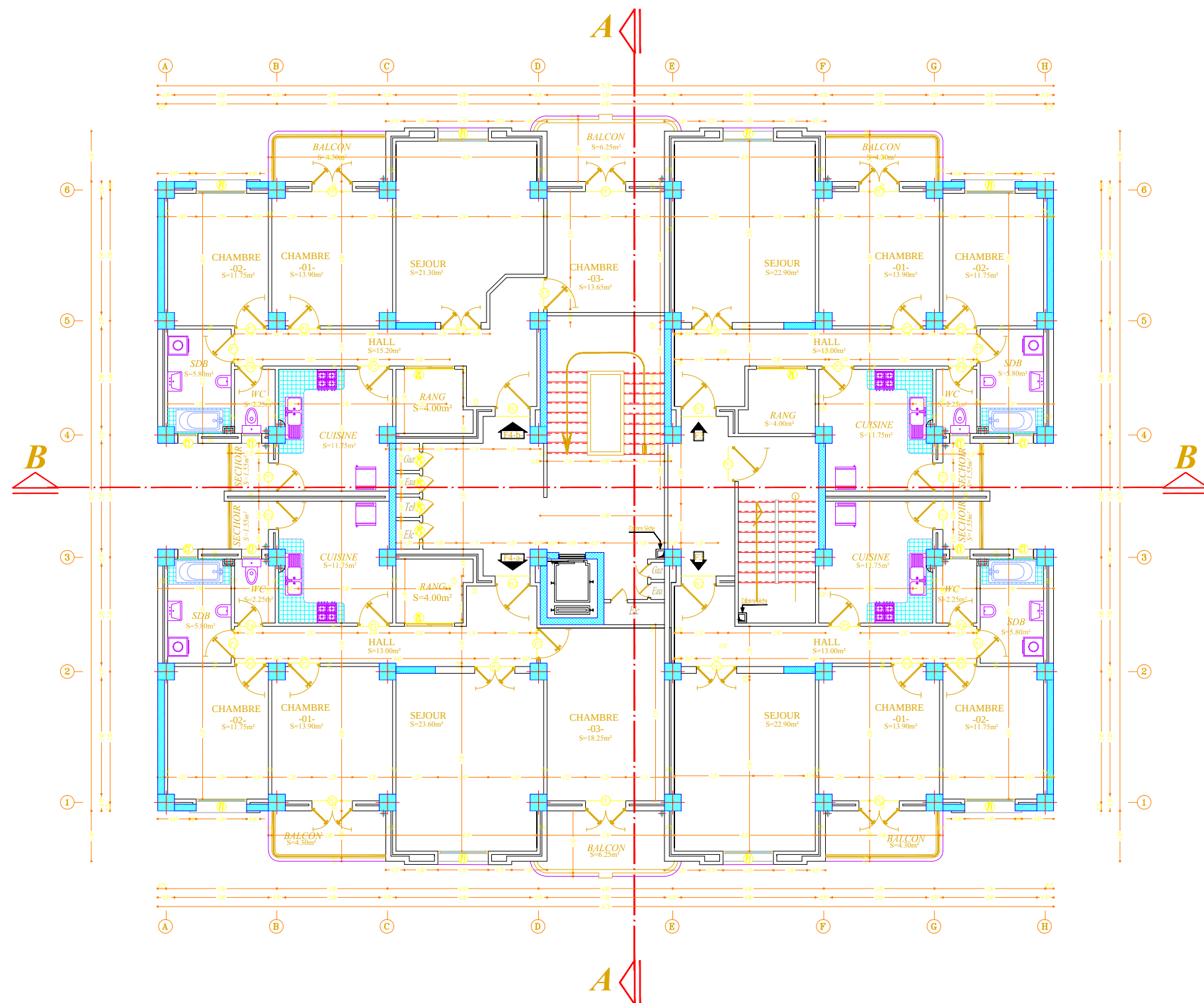




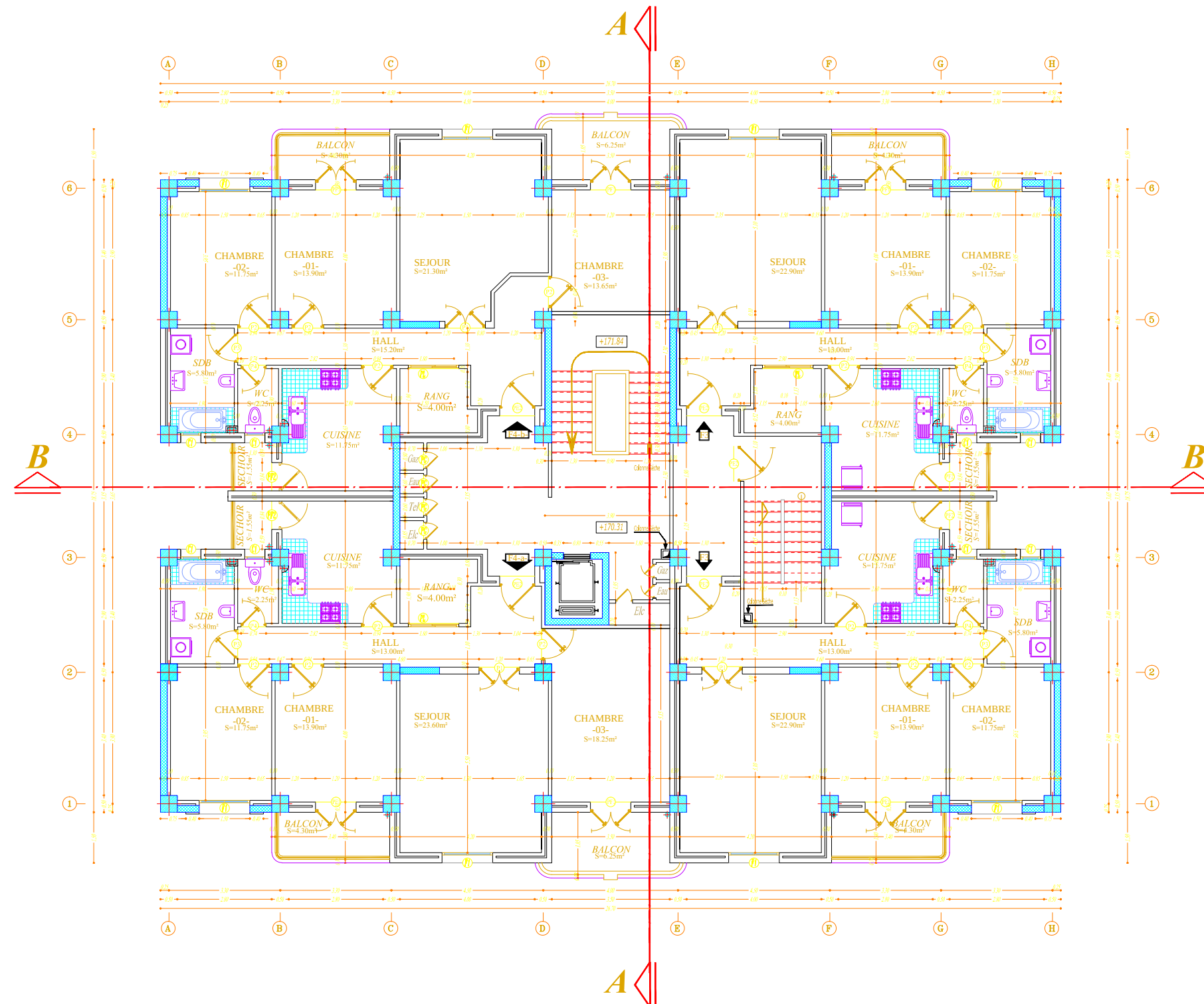
PLAN ENTRE SOL n°2



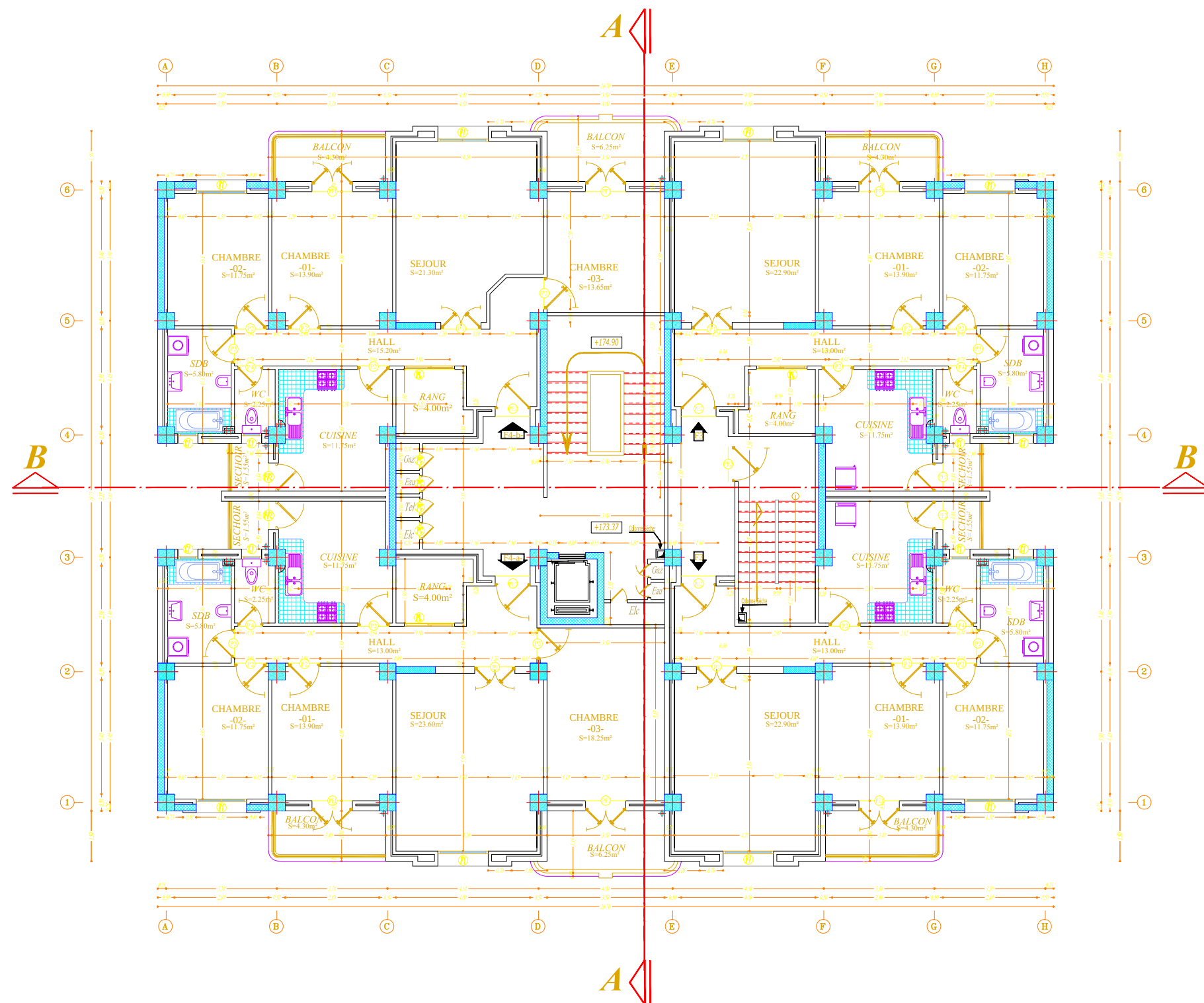
PLAN NIV : RDC



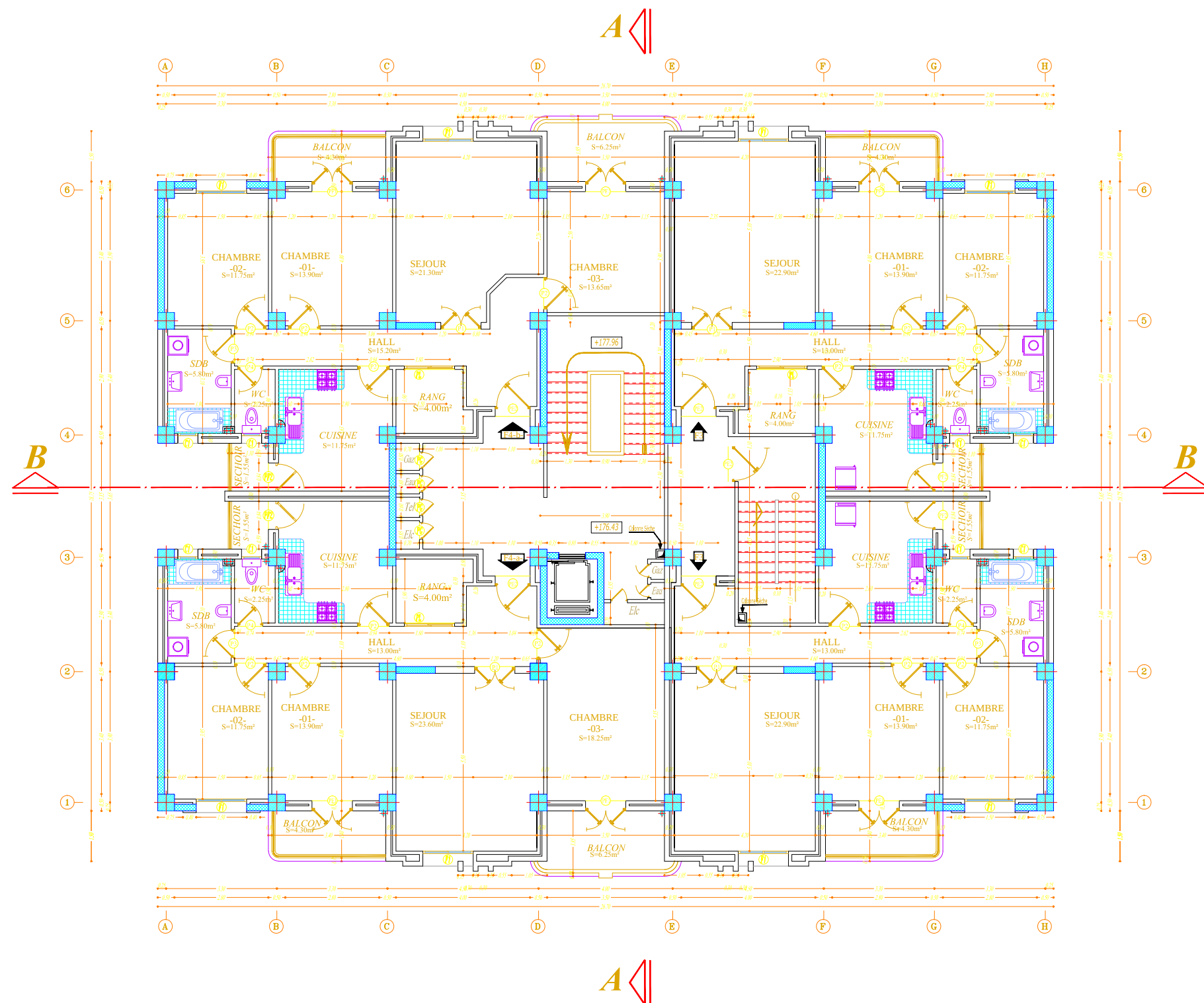
PLAN 1er AU 5ème ETAGE
niv: +155.01; +158.07; +161.13; +164.19; +167.25



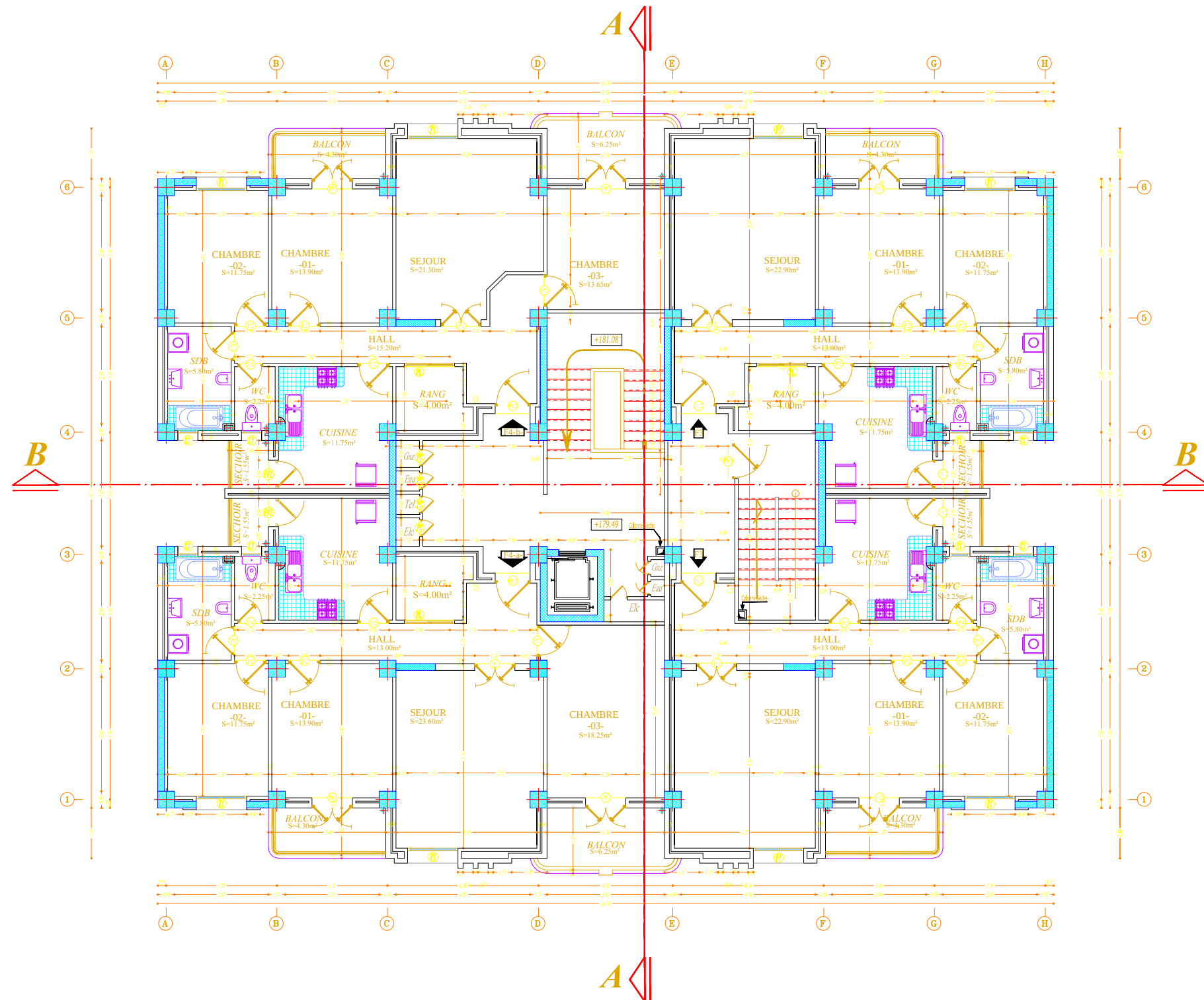
PLAN 6ème ETAGE



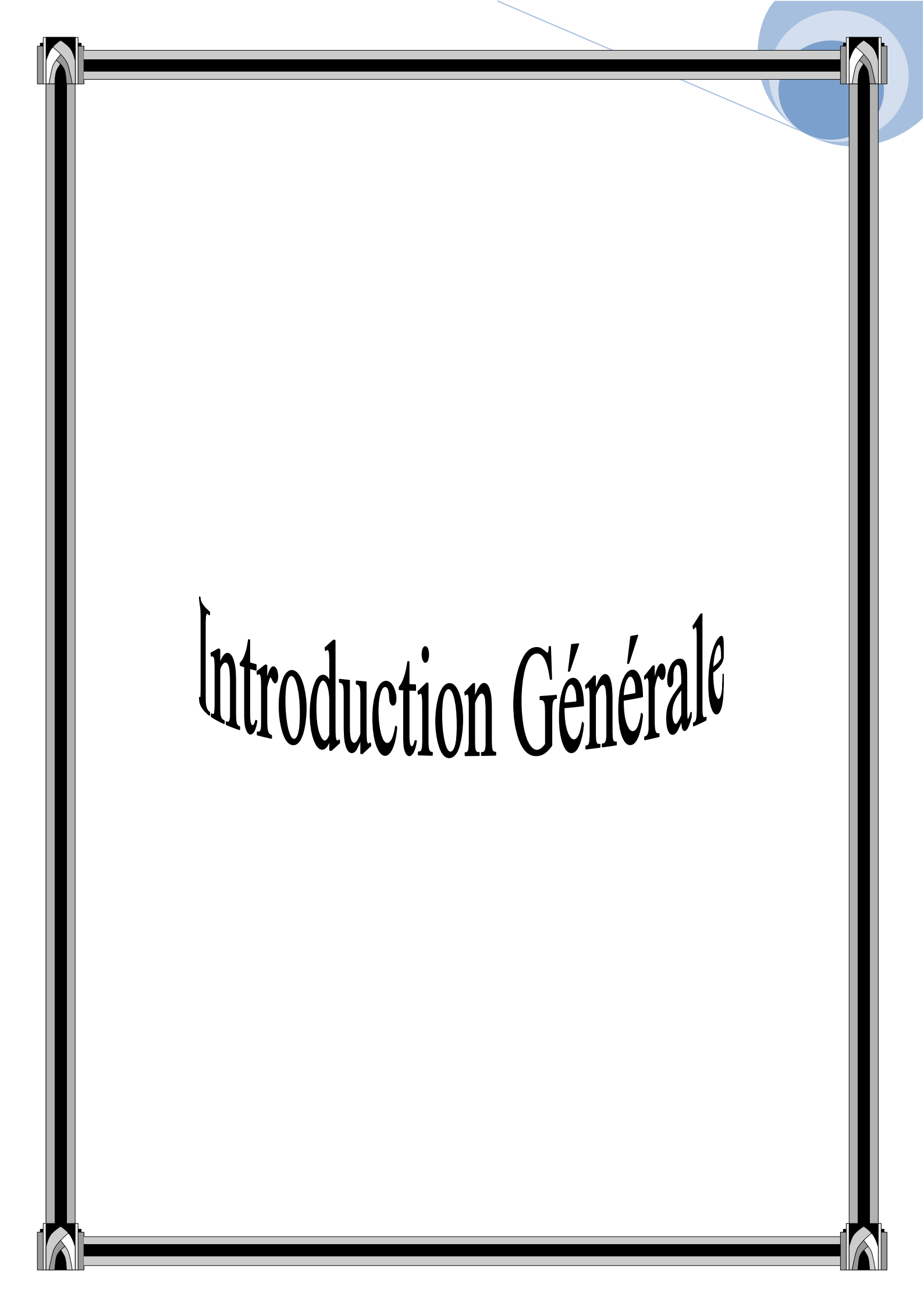
PLAN 7ème ETAGE



PLAN 8ème ETAGE



PLAN 9ème ETAGE



Introduction Générale

Introduction Générale

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, site, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 9 étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est régulière.

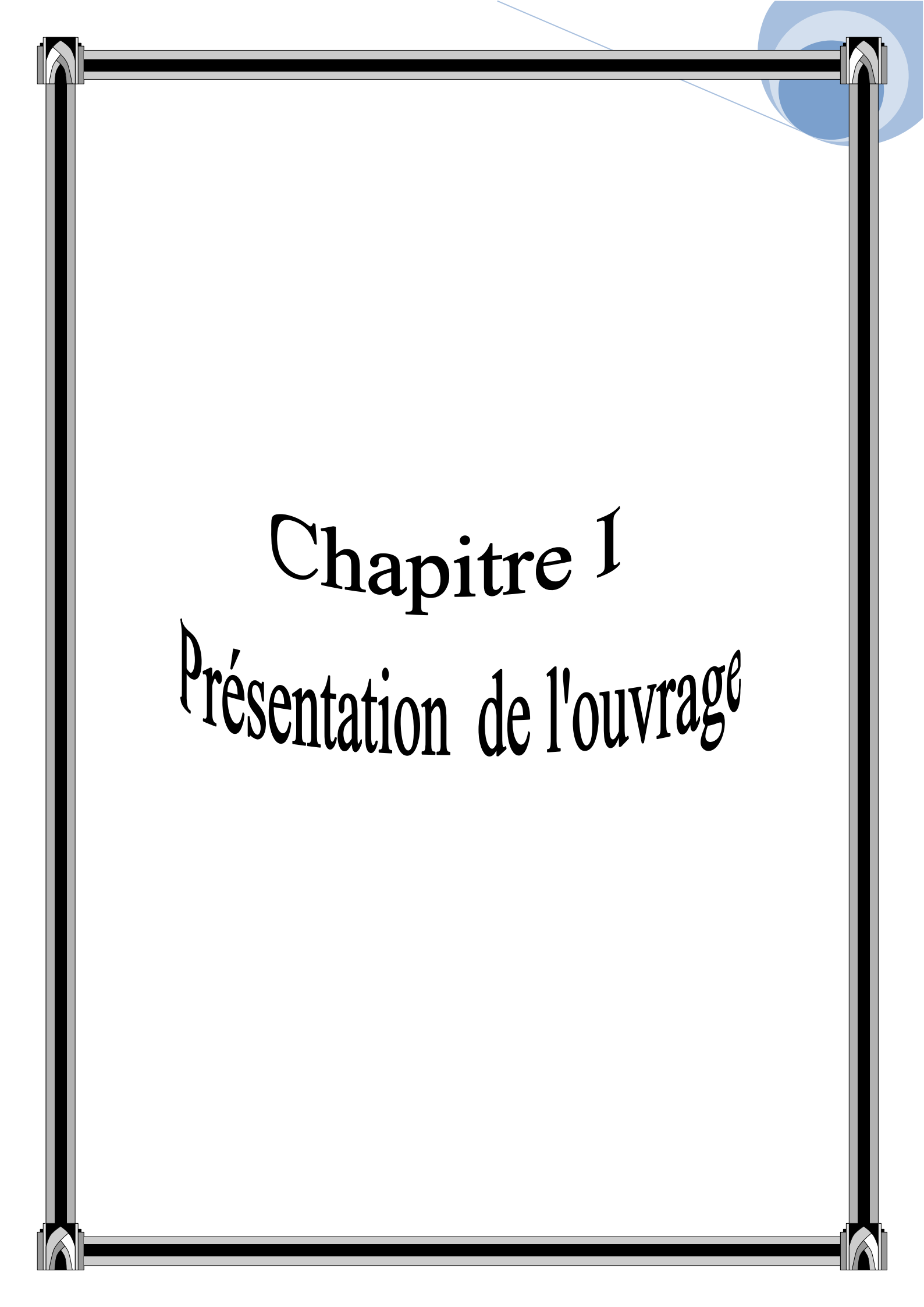
Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS v9.6.0), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- ▶ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- ▶ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.



Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

I) Présentation du projet

Dans le cadre de projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude des éléments résistants d'un bâtiment (**RDC + 9 ETAGE + 2 ENTRE SOL**) à usage d'habitation, ce bâtiment est constitué d'un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques « **poteaux, poutres** »

Ce projet dans la catégorie d'importance moyenne * **groupe d'usage 2*** qui sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou (**SUD - OUEST**) , Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (**ZONE IIa**) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 , VERSION 2003**).

II) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

On est tenu a respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit , à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de la présente structure qui à pour dimensions

❖ Longueur totale		26.70	m
❖ Largeur totale		18.75	m
❖ Hauteur totale		38,48	m
❖ Hauteur du sous-sol		3.06	m
❖ Hauteur du RDC		3.06	m
❖ Hauteur d'étage		3.06	m
❖ Hauteur de l'acrotère		0.50	m

III) Eléments constituant l'ouvrage :

1) **Les plancher :** Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs. On distingue deux types de plancher (plancher en corps creux et dalle pleine)

a) **Plancher en corps creux :** Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place

b) **Dalle pleine :** Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

2) **Le contreventement** : ensemble d'éléments d'une construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des charges latérales engendrées par le séisme et le vent.

- ✓ **Structure autostable :** (poteaux et poutres) le contreventement est assuré par les poteaux.
- ✓ **Structure à mur porteurs :** (voile et poutre) le contreventement est assuré par les voiles.
- ✓ **Structure mixte :** (portique et voile) il existe deux possibilités
 - i. Le contreventement est assuré par les voiles et poteaux.
 - ii. Le contreventement est assuré uniquement par les voiles et les poteaux participent uniquement à la reprise des charges statiques.

Dans notre cas l'ossature est mixte constituée par des **portiques et voiles** porteurs

a) Portiques : C'est des poteaux et de poutres formant un système de portique dans les deux sens **transversal** et **longitudinal** destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

b) Voiles : D'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens **longitudinal** et **transversal**, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage

❖ **Définition :** c'est un élément structural de contreventement soumis à des charges horizontales et verticales.

❖ **Leurs fonctions :**

- Leur comportement considéré satisfaisant vis-à-vis des charges latérales.
- Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et minimiser les déplacements inter-étages excessifs.
- Reprenant la plus grande partie des charges horizontales.
- Améliore le comportement des structures.
- Joue un rôle primédia (pour la sécurité)

3) **Escaliers :** Notre bâtiment est composé de deux cages d'escalier qui relie tout les différents étages , Ces escaliers comportent deux volées (un seul type) et seront constitués de palier de repos et paillasse coulés sur place en béton armé

4) **Cage d'ascenseur :** l'ouvrage comporte une cage d'ascenseur .sera réalisé par des voiles

5) **La maçonnerie :** On distingue deux types.

a) Les murs extérieurs : sont en double parois de brique creuse, la paroi interne de **10cm** et la paroi externe de **10cm** avec d'un vide d'air de **5cm** d'épaisseur.

b) Les Cloisons de répartition : en brique creuses de **10cm** d'épaisseur.

6) **Le revêtement :** il sera réalisé en

- a)** Mortier de ciment pour les faces extérieures de **3 cm** d'épaisseur.
- b)** plâtre de **2cm** pour les murs interne et de **3cm** pour les plafonds
- c)** Carrelage granito pour les planchers et les escaliers de **2 cm** d'épaisseur
- d)** Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau

- 7) **Terrasse inaccessible** : Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :
- a) Forme de pente de 2% **pour** faciliter l'écoulement des eaux.
 - b) Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être polyptère, liège ou en mousse de verre.
 - c) Revêtement d'étanchéité.
 - d) Protection lourde (**gravier rouler**).
- 8) **L'acrotère** : La terrasse muni d'une acrotère qui sera calculée comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il sera soumis à son poids propre et une poussée latérale $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ due à la main courante d'un ouvrier qui tendra à la renverser ; la toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 50 cm de hauteur et d'épaisseur de 10 cm .
- 9) **Système de coffrage** : On distingue deux types de coffrage
- a) **Coffrage métallique** : Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage « **métallique** » pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution
 - b) **coffrage traditionnel** : C'est un coffrage en « **bois** » pour les portiques et les escaliers
- 10) **Fondation** :
- La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier .Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

IV) Données du site :

- **Reconnaissance sur site** : Le programme des travaux de reconnaissance sur site établi par le laboratoire consiste en la réalisation de deux sondages carottés et une campagne **pénétrométrique**.
- ☞ **Essais pénétrométriques** Six essais de pénétromètre dynamique ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique dans le but de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du sol et de localiser une profondeur potentielle des fondations. Compte tenu de la nature géologique du terrain nous avons :
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2**.
 - ❖ Le site est considéré comme un site meuble (**S3**).
 - ❖ La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5 \text{ bars}$.

V) Caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL 91**), ainsi que le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 / version 2003**).

1) Béton :

a) Comportement expérimentale : Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « **granulats** » → (**sable, graviers, pierres cassées,...**). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde dans le domaine de la construction.

➤ La composition courante d'**1 m³** de béton est la suivante :

- ☞ **350 kg** de ciment de **CPA 325**.
- ☞ **400 kg** de sable **DS < 5 mm**.
- ☞ **800 kg** de gravillons **3 / 8** et **15 / 25**.
- ☞ **175 L** d'eau de gâchage.

b) Phénomène de retrait :Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner selon l'humidité de l'environnement des déformations de l'ordre de **1,5*10⁻⁴ à 5*10⁻⁴**

- La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, dont sa valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.
- Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :
 - ☞ Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
 - ☞ Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
 - ☞ Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrêts
 - ☞ Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
 - ☞ Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

c) Résistance caractéristique du béton :

i. Résistance à la compression : Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelés **16 x 32** , de forme cylindrique de hauteur **32 cm** et de diamètre **16 cm (Aire de 200 cm²)**. On utilise le plus souvent la valeur à « **28 jours** » de maturité → **f_{c28}** , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à **j** jours, définies à Partir de **f_{c28}** , par → (**Art A.2.1,11 / BAEL 91 modifie 99**).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad [\text{I-01}]$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \quad [\text{I-02}]$$

☞ Dans notre calcul on la prend égale à $\rightarrow 25 \text{ MPa}$ ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

ii. Résistance à la traction : La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa, } [\text{I-03}] \rightarrow$$

(Art2.1,12 BAEL91modifié99)

☞ Dans notre cas $\rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

d) Module de déformation longitudinale : On distingue les modules de Young Instantané « E_{ij} » et différé « E_{vj} ». Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à **24 heures**. Pour des chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

$E_{ij} \approx 3 E_{vj}$

i. Module de déformation instantanée $\rightarrow$ (BAEL 91 modifié 99 / Art.2.1 21)

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{I-04}]$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ j } \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

ii. Module de déformation différée $\rightarrow$ (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1 22)

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par $\rightarrow E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{I-05}]$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

iii. Module de déformation transversal → (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3)

Le module de déformation transversale est donné par →

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [I-06]$$

☞ Avec :

* ν : Coefficient de poisson

* E : module de Young (module d'élasticité)

- **Coefficient de poisson** : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par → (Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifié 99)

☞ **0** pour des sollicitations à **ELU**

☞ **0,2** pour le calcul des déformations à **ELS**

e) Les états aux limites : On distingue deux types d'états aux limites à savoir :

- **ELS : état limite de service .**
- **ELU : état limite ultime.**

i. Calcul du béton à l'ELS : Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique .Donc on va adopter **la loi de Hook** de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS , pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligé (Art A.4.5, 1 / BAEL 91 modifiée 99). On général on adopte une valeur forfaitaire pour **le module de Young** du béton égale à $1/15$ de celle de l'acier ($E_a = 200000 \text{ Mpa}$; $E_b \approx 13333 \text{ Mpa}$)

La contrainte dans le béton à l'ELS : D'après (Art 4.5, 2 / BAEL91 modifiées 99) cette contrainte est limitée à → $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$ [I-07]

Avec :

☞ σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS

☞ ε_{bc} : raccourcissement du béton

À $j=28$ jours, dans notre cas $\overline{f_{c28}} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow : \sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS;

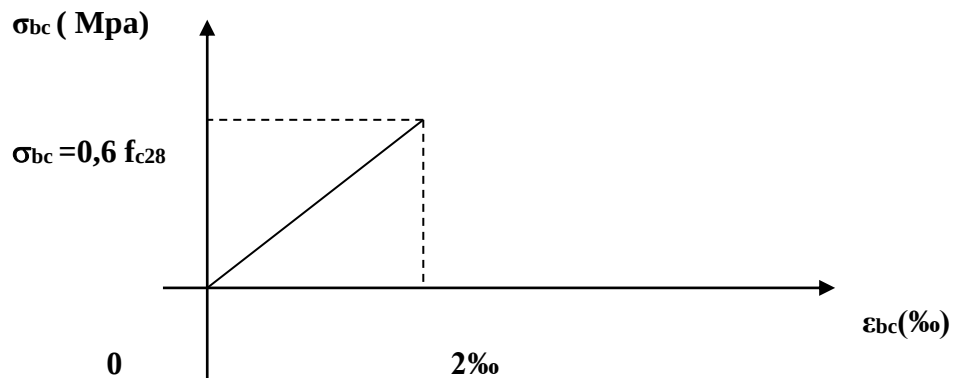


Fig. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

- ii. **Calcul du béton à l'ELU :** Cet état limite correspond à la perte d'équilibre statique, l'instabilité de forme et à la perte de résistance (**rupture**), ce qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :

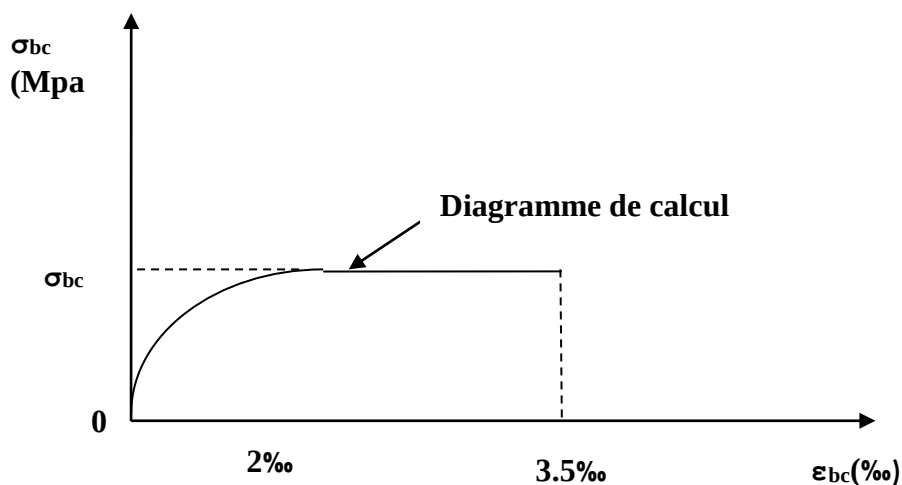


Fig. 2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{I-08}] \quad (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

Avec :

☞ γ_b : **coefficient de sécurité**

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

Dans notre cas $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

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

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

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre $\Rightarrow \theta = 1$.

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

2) Les aciers : Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction où le béton résiste mal ; on distingue quatre types de l'acier :

- a) **Les aciers doux**, ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de **125 MPa ou 235 MPa** . Ce sont des ronds lisses, qui sont rarement utilisés en raison de leur très grande déformation à la rupture (**allongement de 22%**).
- b) **Les aciers a haute adhérence de type I**. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de **400 MPa** et un allongement à la rupture de **14%**.
- c) **Les aciers a haute adhérence de type II**. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de **500 MPa** et un allongement à la rupture de **12%**.

d) Les aciers a haute adhérence fortement écrouis, utilisés pour fabriquer le treillis soudés. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de **500 MPa** et un allongement à la rupture de **8%**.

- ☞ Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même **module de Young $E_s = 210000 \text{ MPa}$** . La déformation à la limite élastique est voisine de **2%**, en fonction de la valeur de la limite élastique.
- ☞ Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :
 - **f_e** : Limite d'élasticité garantie
 - **η** : Coefficient de fissuration
 - **Ψ_s** : Coefficient de scellement
 - **E_s** : Module de déformation longitudinale
 - **Φ** : Diamètre de l'armature.

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

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

- i. **Calcul des aciers à l'ELS** : Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc **la loi de Hooke** de l'élasticité. On adopte une valeur du **module de Young** forfaitaire **$E_s = 200\,000\text{ MPa}$** .

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (**risque de corrosion des aciers**) pour ce faire on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de **la fissuration**.

- **Fissuration peu nuisible** : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, [Art.4.5, 32/BAEL91 modifiées 99]

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad [\text{I-09}]$$

Avec :

σ_s : contrainte limite d'élasticité de l'acier ;
 γ_s : coefficient de sécurité.

- **Fissuration préjudiciable** : Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,33/BAEL91 modifiées 99]

$$\sigma_s = \left\{ \min \left[\frac{2}{3} f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \right] \right\} \quad [\text{I-10}]$$

Avec :

η = coefficient de sécurité

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les hautes adhérences} \end{cases}$$

➤ **La contrainte pour les différents aciers est :**

- Les aciers (HA) :

$$\sigma_s = \min \{ \frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max}[0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201 \text{ MPa}$$

.Les aciers doux (RL):

$$\sigma_s = \min\{2/3 \times 235; \max[0,5 \times 235; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2}]\} = 156,67 \text{ MPa.}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,34/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\left\{ \frac{2}{3} f_e, \max[0,5 f_e; 110(\eta f_{tj})^{1/2}] \right\} \quad [\text{I-11}]$$

- **Les aciers (HA) :**

$$\bar{\sigma} = 0,8 \min\left\{ \frac{2}{3} 400; \max\left[0,5 \times 400; 110(1,6 \times 2,1)^{1/2}\right] \right\} = 161,3 \text{ MPa}$$

- **Les aciers doux :**

$$\bar{\sigma} = 0,8 \min\left\{ \frac{2}{3} 235; \max\left[0,5 \times 235; 110(1,0 \times 2,1)^{1/2}\right] \right\} = 125,3 \text{ MPa}$$

- ii. **Calcul d'aciers à l'ELU** : Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. [A.4.3, 2 /BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{I-12}]$$

Avec :

☞ γ_s : est un coefficient de sécurité partiel qui vaut :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,0 \dots \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \dots \text{situation courante} \end{cases}$$

Le diagramme ci-après présente le comportement de l'acier à l'ELU

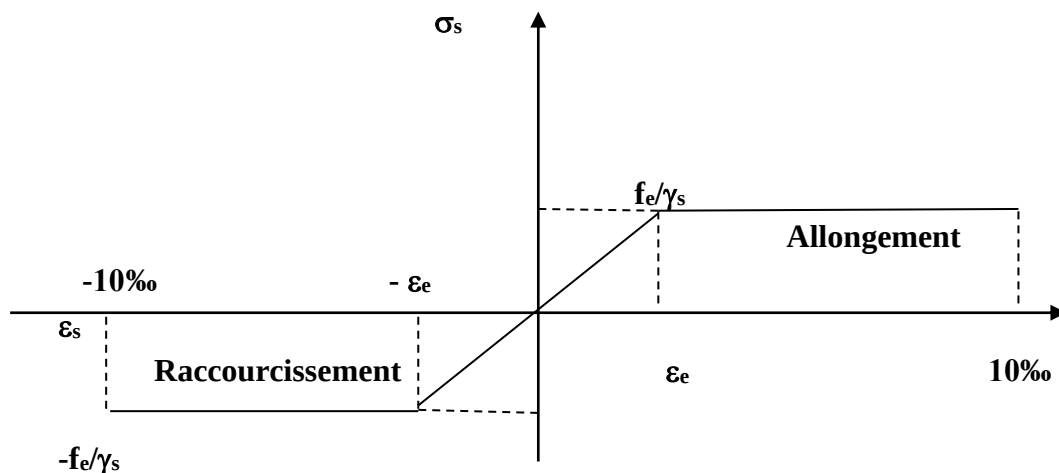


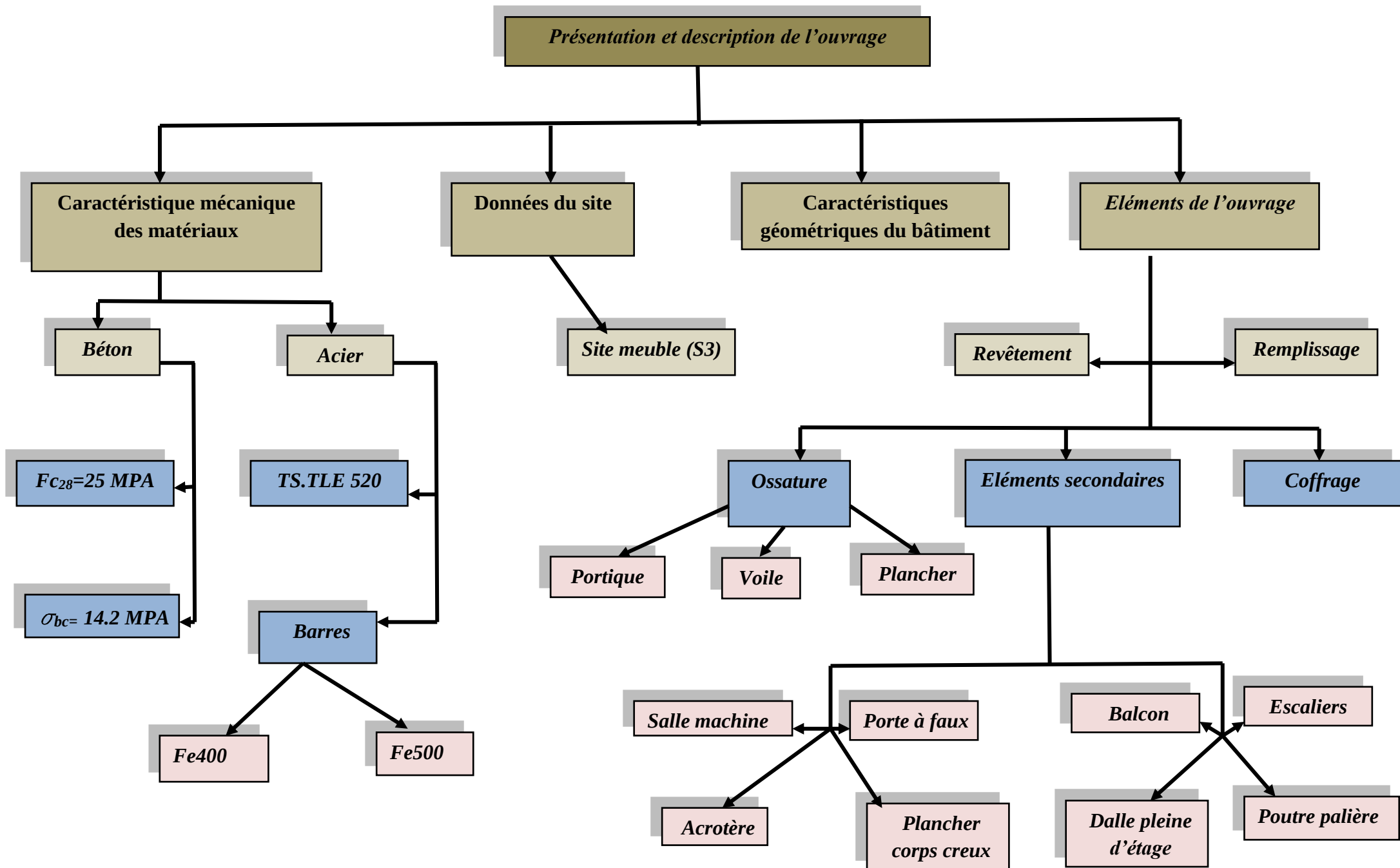
Fig.3 Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

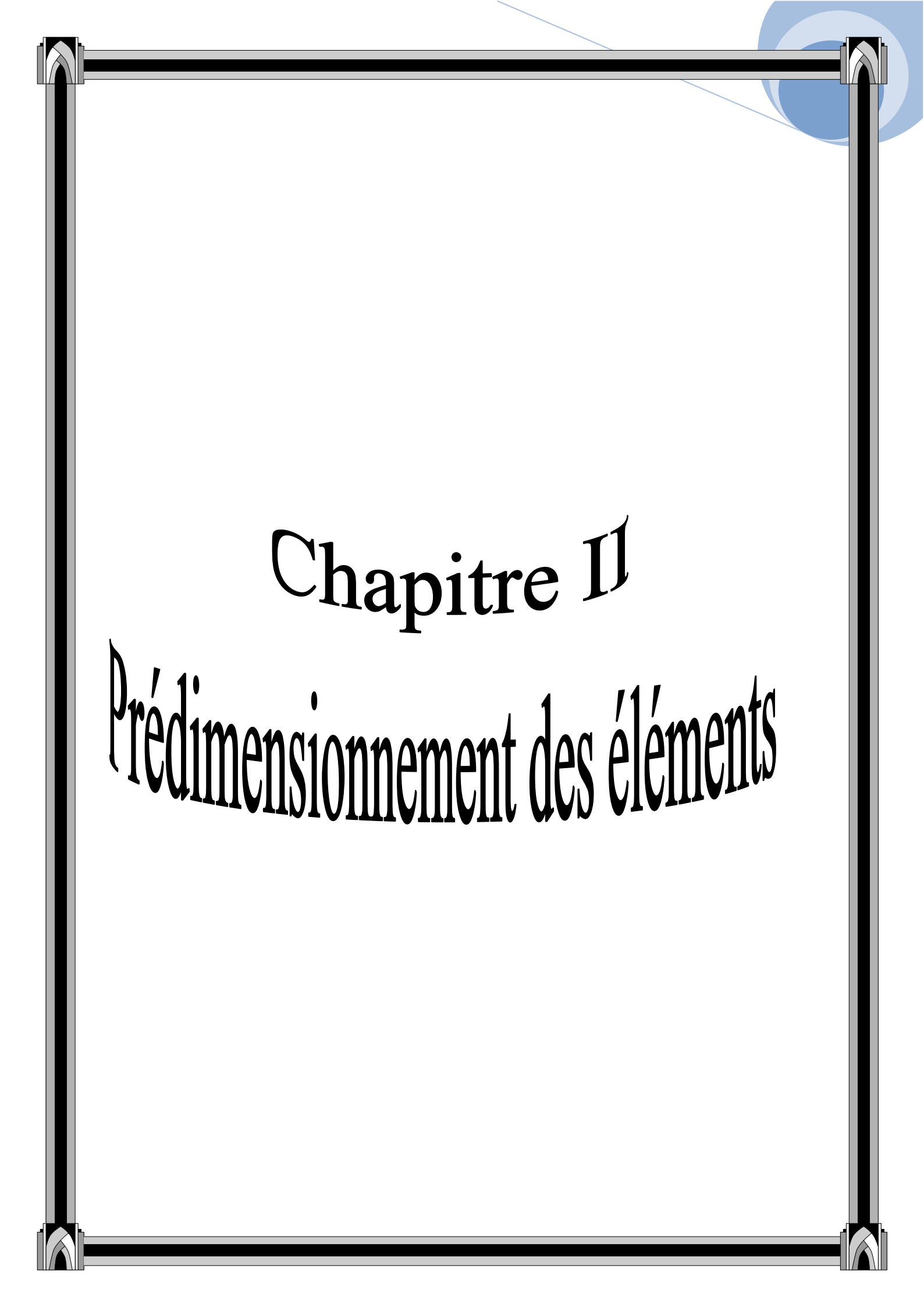
- ❖ **Remarque :** Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

iii. Protection des armatures : Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes

[Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99]

- ☞ **C= 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (**industries chimiques**).
- ☞ **C= 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- ☞ **C =1cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
 - Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C= 3 cm**.
 - Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **C= 2 cm**.





Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

I) Introduction :

Dans n'importe quel projet, « **Le pré dimensionnement** » est considérée comme un « **avant-projet** » qui doit être bien vérifiée pour la stabilité et qui consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de structure afin de rester aux **sollicitations horizontales** dues au **séisme** et à la **sollicitation verticales** dues aux (**charges permanentes**) et aux **surcharges (exploitation)**.

- ❖ Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le BAEL 91 modifiées 99

II) Les planchers :

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

- ☞ Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
 - ☞ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
 - ☞ Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.
- ❖ Dans notre ouvrage les **planchers** seront en « **corps creux** » sauf les **balcons** en « **dalles pleines** ».

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad [\text{BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423}]$$

- ❖ Avec :

- ☞ h_t : Epaisseur de la dalle.
- ☞ $L_{\max}$: Portée entre nus de la plus grande portée dans le sens des poutrelles

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

➤ donc : $h_t \geq \frac{425}{22,5} = 18,89 \text{ cm}$

- ❖ On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

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

- ☞ Epaisseur de corps creux : **16 cm**
- ☞ Epaisseur de la dalle de compression : **4cm**.

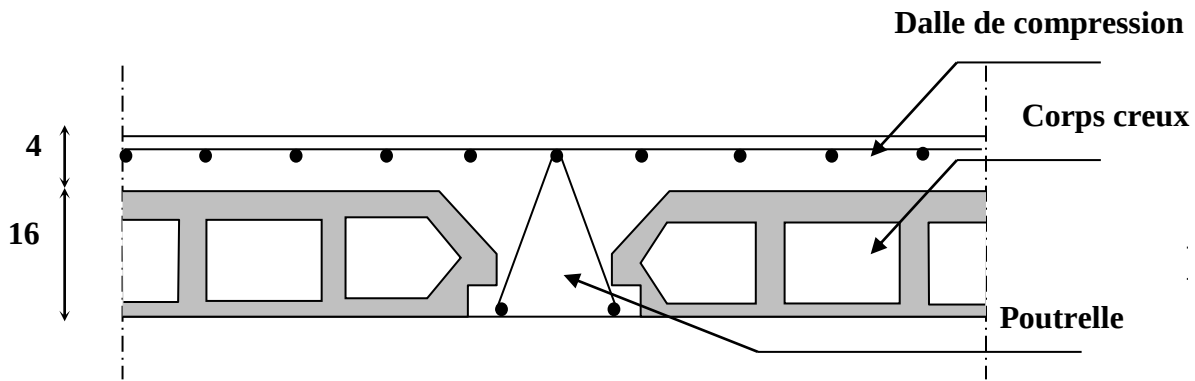


Figure 1 : coupe verticale d'un plancher courant.

Poutrelle :

➤ On a : $b = 2b_1 + b_0$

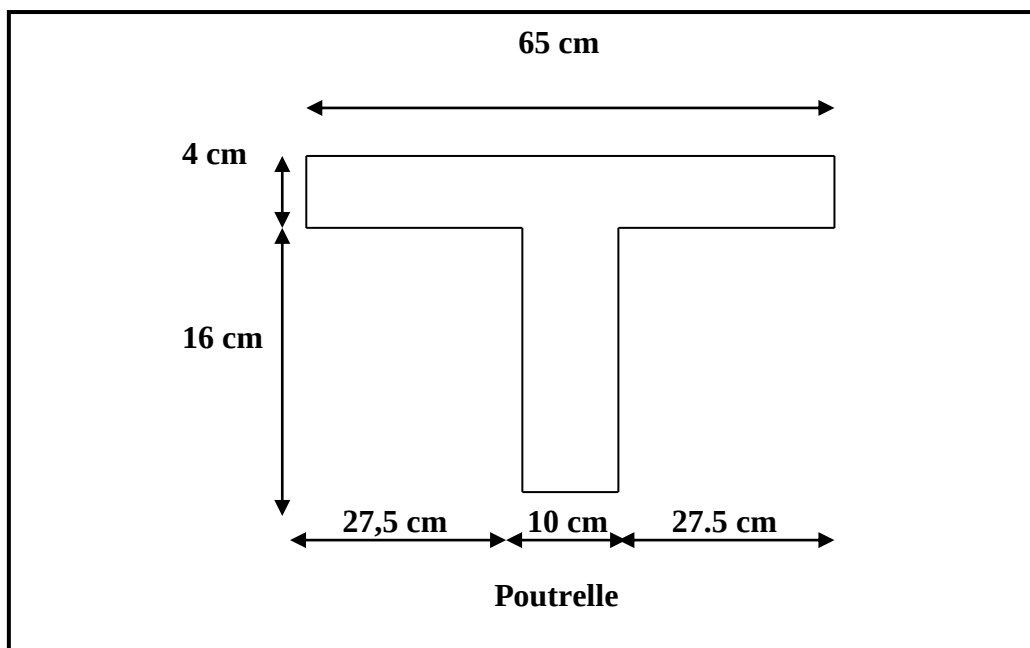
$b_0 \geq [0,3 ht ; 0,4 ht] \Rightarrow$ avec : $ht = 20 \text{ cm.}$

$b_0 \geq [6 ; 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\max}/10] \Rightarrow$ tel que : $L_{\max} = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$

$b_1 \geq \min [55/2 ; 350/10] \Rightarrow \min (27,5 ; 35) \text{ cm} \Rightarrow$ on adopte : $b_1 = 27,5 \text{ cm.}$

➤ On a donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$



2) **Plancher dalle pleine** : L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion.

- ❖ Dans notre cas la dalle est considérée comme **balcon** et **séchoir**, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \text{Avec : } L_{\max} \text{ est la plus larguer de balcon.}$$

- ❖ Dans notre cas :

$$L_{\max} = 195 \text{ cm.} \Rightarrow \text{D'où : } h_t \geq \frac{195}{10} = 19,5 \text{ cm}$$

- On adoptera un plancher de **20cm** d'épaisseur.

- 3) **Poutres** : D'après le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

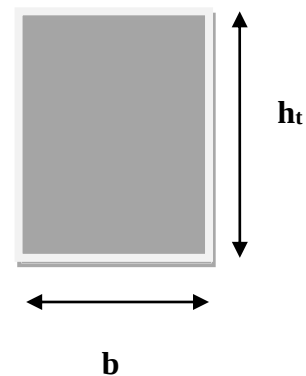


Fig. II.1 schéma de la poutre

- ❖ Avec :

- ☞ **h** : hauteur de la poutre
- ☞ **b** : largeur de la poutre
- ☞ **b₁** : largeur de poteau

- a) **Les poutres secondaires** : Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

- i. **Hauteur de la poutre** : elle est donnée par la formule suivante :

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

- ❖ Avec :

- ☞ **h_t** : hauteur totale de la poutre
- ☞ **L_{max}** : portée maximale considérée entre nus d'appuis

- Dans notre cas :

$$L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

- Donc :

$$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \leq h_t \leq 36,5 \text{ (cm)}$$

- ☞ Soit :

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

ii. **Largeur de la poutre** : elle est donnée par la formule suivante :

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

➤ Donc :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad (\text{cm})$$

☞ Soit :

$$b = 25 \text{ cm}$$

➤ La section des poutres secondaire est :

$$(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ (cm}^2\text{)}$$

b) **Poutres principales** : Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles. Élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment

i. **Hauteur de la poutre** : elle est donnée par la formule suivante :

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

☞ Avec :

☞ h_t : hauteur totale de la poutre ;

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

❖ Donc :

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28,33 \leq h_t \leq 42,5 \quad (\text{cm}).$$

➤ On prend :

$$h_t = 40 \text{ cm}$$

ii. **Largeur de la poutre** : elle est donnée par la formule suivante :

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

➤ Donc :

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad (\text{cm})$$

☞ Soit :

$$b = 25 \text{ cm}$$

➤ Donc la section de la poutre principale est :

$$(b \times h_t) = (25 \times 40) \text{ (cm}^2\text{)}$$

c) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	OK
$h/b \leq 4$	1.4	1.6	OK

Tab 1. vérification des conditions exigées par le RPA

d) Conclusion : Les dimensions retenues sont :

- ☞ **Poutres principales :** 25 x 40 (cm²).
- ☞ **Poutres secondaires :** 25 x 35 (cm²).

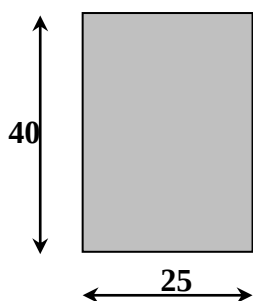


Fig. 2. Dimensions de la poutre principale

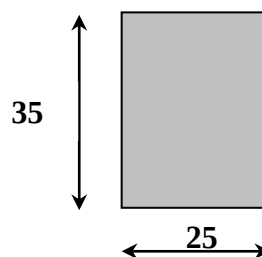


Fig. 3. Dimensions de la poutre secondaire

III) Dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par (**Art 7.7 du RPA 99**)
 Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (**séisme, vent**), et les efforts verticaux (**poids propre et autres**) qu'ils transmettent aux fondations.

- ☞ **Les charges verticales :** charges permanentes et surcharges.
- ☞ **Les actions horizontales :** effets de séisme et/ou du vent.
- ☞ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

- ❖ D'après le (**RPA 99 /Art 7.7.1**) les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition:
 $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

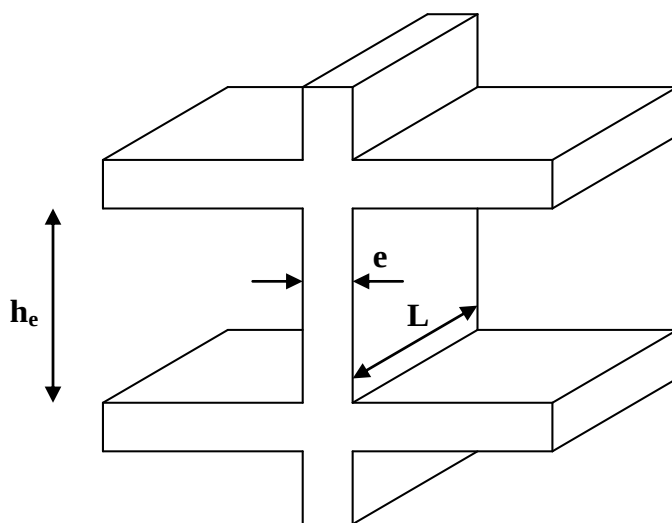


Fig.4. coupe de voile en élévation

Avec :

- ☞ **L** : longueur du voile .
- ☞ **e** : épaisseur du voile
- ☞ **h_e**: hauteur libre d'étage

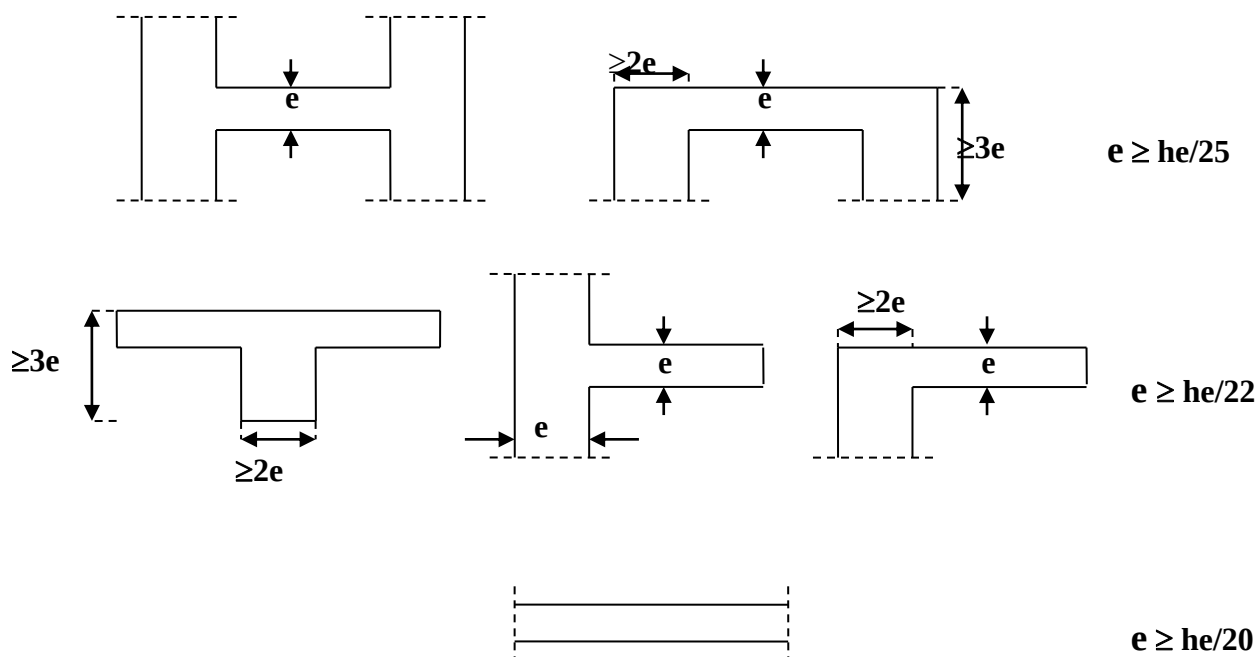


Fig.5. coupes de voiles en plan

- a) **L'épaisseur de voile :** L'épaisseur minimale est « $e_{\min} = 15\text{cm}$ » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de la rigidité aux extrémités.

L'épaisseur des voiles résulte de la condition ci- après :

$$\heartsuit \quad h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h/20) \Rightarrow e \geq \max (15, 14.3) \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$$

Soit :

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

NB : Pour des raisons de sécurité et d'après les exigences du RPA on adopte un épaisseur de 20 cm

IV) Les poteaux :

Le pré dimensionnement « des poteaux » se fait par « la descente de charge » pour le poteau « le plus sollicité ».

Le poteau est pré dimensionné à « l'ELS » en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal.

La combinaison des charges et surcharges est exprimée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

❖ Avec :

- ☞ **N** : Effort de compression revenant à la base du pote a le plus sollicité
- ☞ **S** : Section transversale du poteau
- ☞ $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression à L' ELS

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

☞ La descente de charge se fera à l'ELS sous la combinaison

$$N = G + Q$$

- 1) **Les charges réglementaires** : Les charges réglementaires prisent en compte sont :

- ☞ Les charges « **permanentes** » qui représentent le poids mort.
- ☞ Les charges « **d'exploitation** » ou surcharges.

- a) **Les charges permanentes « G » :** Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des

matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le « Document Technique Règlementaire » (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

b) Les charges d'exploitation « Q » : Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale ». On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le « Document Technique Règlementaire » (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

2) Evaluation des charges permanentes : Elle résulte des poids surfaciques et volumiques des matériaux mis en œuvre :

Fig.6. Constituants d'un plancher terrasse

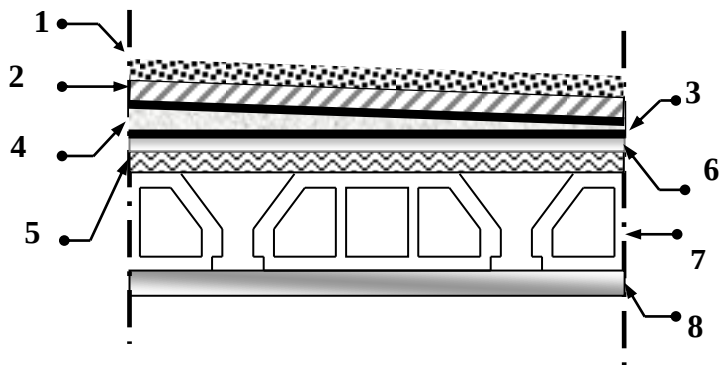


Fig.7. Constituants d'un plancher courant

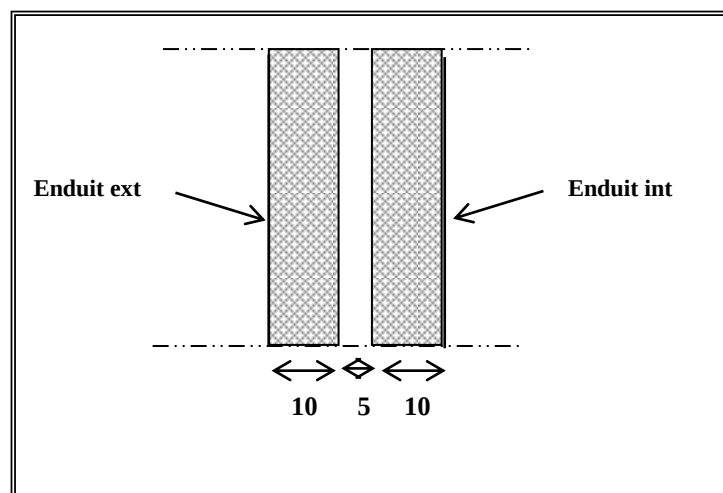
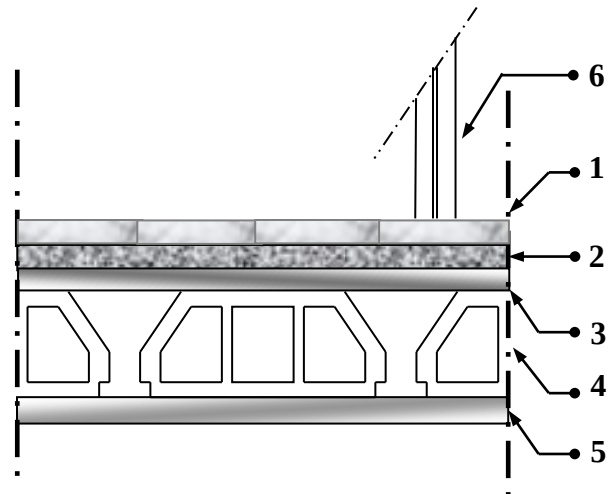


Fig.8. Remplissage en double parois

Nature du plancher	Description	Epaisseur (m)	Poids volumique	Poids (kN/m ²)
Terrasse	1- Gravillons de protection. 2- Etanchéité multicouche. 3- Papier kraft. 4- Forme de pente en béton 5- Par vapeur. 6- Isolation thermique (liège). 7- Plancher en corps creux. 8- Enduit en plâtre.	0.05	20	1
		0.02	12	0.24
		2 feuilles	-	0.5
		0.08	22	1.76
		0.01	1	0.01
		0.04	4	0.16
		0.20	-	2.85
		0.02	10	0.2
			Total =	6.72
Etagé courant	1- Carrelage. 2- Chape en mortier de ciment. 3- Lit de sable. 4- Plancher en corps creux. 5- Enduit en plâtre. 6- Cloison de séparation.	0.02	20	0.4
		0.02	20	0.4
		0.02	18	0.36
		0.20	-	2.85
		0.02	10	0.2
		0.1	9	0.9
			Total =	5.11
Balcon	1- Carrelage. 2- Chape en mortier de ciment. 3- Lit de sable. 4- Dalle en béton armé. 5- Enduit en ciment.	0.02	20	0.4
		0.02	20	0.4
		0.02	18	0.36
		0.20	25	5
		0.02	20	0.4
			Total =	6.56
Mur extérieur	1- Revêtement en ciment. 2- Brique creuse extérieure. 3- Brique creuse intérieure. 4- Enduit en plâtre.	0.02	20	0.40
		1 brique	-	0.90
		1 brique	-	0.90
		0.02	10	0.20
			Total =	2.40
Mur intérieur	1- Revêtement en plâtre. 2- Brique creuse intérieure.	0.04	10	0.40
		1 brique	-	0.90
			Total =	1,30

Tab.2. valeur de la charge permanente Gt

L'acrotère :

❖ **Calcul de son poids :**

$$G = 25 \times \left(0,48 \times 0,1 + \frac{0,2 \times 0,02}{2} + 0,08 \times 0,1 \right)$$

$$G = 1.45 \text{ KN/ml}$$

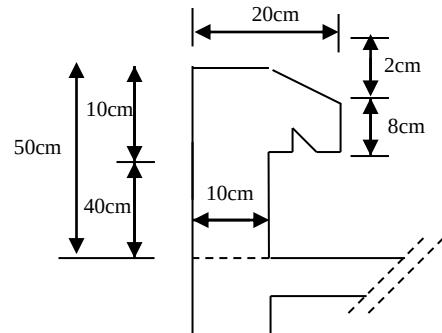


Fig.9. Schéma de l'acrotère

Surfaces revenant au poteau (D5) : La surface revenant au poteau est donnée par la formule suivante :

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

$$S = (1.575 + 1.825) (1.525 + 2.125)$$

$$S = 12.41 \text{ m}^2$$

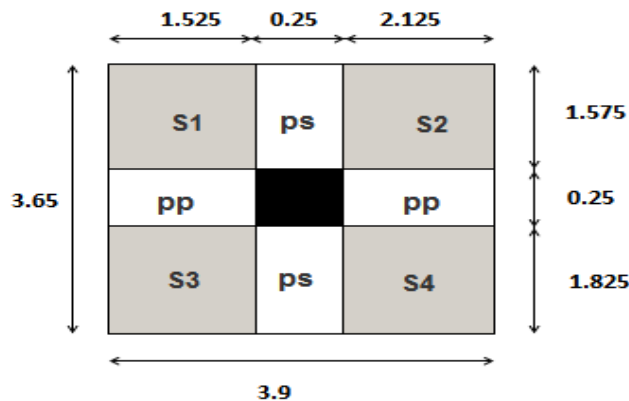


Fig.10. Surfaces revenants au poteau (C5)

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	6.72	1.00
Plancher étage courant (usage d'habitation)	5.11	1.50

Tab.3. les charges revenantes aux planchers

a) Charges permanentes totales :**i. Calcul des poids propres :**❖ **Poutres sens x-x :**

$$25 \times 0.25 \times 0.4 \times (1.525 + 2.125) = 9.125 \text{ KN}$$

❖ **Poutres sens y-y :**

$$25 \times 0.25 \times 0.35 \times (1.575 + 1.825) = 7.438 \text{ KN}$$

$$P_{TP} = 9.125 + 7.438 = 16.563 \text{ KN}$$

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$6.72 \times 12.41 = 83.395 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$5.11 \times 12.41 = 63.415 \text{ KN}$$

b) Poids des poteaux : Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\hookrightarrow b = 25 \text{ cm}$$

$$\hookrightarrow h = 25 \text{ cm}$$

❖ **Donc :**

$$P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}$$

c) Surcharge d'exploitation :

Locaux	Surcharges
▪ Planchers terrasse.	1.00 kN / m ²
▪ Plancher courant.	1.50 kN / m ²
▪ Balcon.	3.50 kN / m ²
▪ Acrotère.	0.60 kN / ml

Tab.4. Surcharge d'exploitation

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$1.00 \times 12.41 = 12.41 \text{ KN}$$

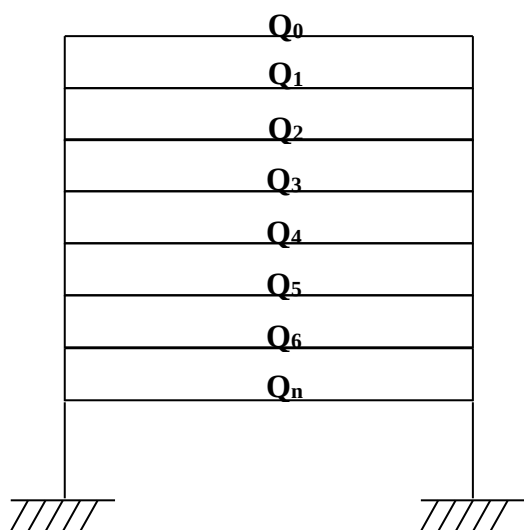
❖ **Planche à usage d'habitation :**

$$1.5 \times 12.41 = 18.615 \text{ KN}$$

i. Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages :

Elle s'applique aux « bâtiments à grand nombre de niveaux », où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de « 5 », ce qui est le cas de notre structure.



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

ii. Coefficients de dégression de surcharges :

Niv	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS1	SS2
Coeuf	1	1	0,95	0,9	0,85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636

Tab.5.Coefficients de dégression de surcharges

iii. Surcharges cumulées (poteau C5):

$$Q_{\text{terrasse}} = 12.41 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 12.41 + 18.615 = 31.025 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 12.41 + 0.95 (2 \times 18.615) = 47.778 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 12.41 + 0.9 (3 \times 18.615) = 62.671 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 12.41 + 0.85 (4 \times 18.615) = 75.701 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 Q_4 &= 12.41 + 0.8 (5 \times 18.615) = 86.87 \text{ KN} \\
 Q_3 &= 12.41 + 0.75 (6 \times 18.615) = 96.178 \text{ KN} \\
 Q_2 &= 12.41 + 0.714 (7 \times 18.615) = 105.448 \text{ KN} \\
 Q_1 &= 12.41 + 0.687 (8 \times 18.615) = 114.718 \text{ KN} \\
 Q_{RDC} &= 12.41 + 0.667 (9 \times 18.615) = 124.156 \text{ KN} \\
 Q_{ss2} &= 12.41 + 0.65 (10 \times 18.615) = 133.408 \text{ KN} \\
 Q_{ss1} &= 12.41 + 0.636 (11 \times 18.615) = 142.641 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		$N = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G _c cumulé (KN)	Q (KN)	Q _c cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	S (cm ²)
TRS	83.395	00	16.563	99.958	99.958	12.41	12.41	112.368	74.912	10*10
8	63.415	4.781	16.563	84.759	184.717	18.615	31.025	215.742	143.828	15*15
7	63.415	4.781	16.563	84.759	269.476	18.615	47.778	317.254	211.502	15*15
6	63.415	4.781	16.563	84.759	354.235	18.615	62.671	416.906	277.937	20*20
5	63.415	4.781	16.563	84.759	438.994	18.615	75.701	514.695	343.13	20*20
4	63.415	4.781	16.563	84.759	523.753	18.615	86.87	610.623	407.082	25*25
3	63.415	4.781	16.563	84.759	608.512	18.615	96.178	704.69	469.793	25*25
2	63.415	4.781	16.563	84.759	693.271	18.615	105.448	798.719	532.497	25*25
1	63.415	4.781	16.563	84.759	778.03	18.615	114.718	892.748	595.165	25*25
RDC	63.415	4.781	16.563	84.759	862.789	18.615	124.156	986.945	657.963	30*30
Es2	63.415	4.781	16.563	84.759	947.548	18.615	133.408	1080.956	720.637	30*30
Es1	63.415	4.781	16.563	84.759	1032.307	18.615	142.641	1174.948	783.298	30*30

Tab.6. Calcul des sections des poteaux

Etages	Section trouvé		Recommandation RPA	Section adopté (a*b) cm ²
	S (cm ²)	a*b (cm ²)		
TRS	74.912	10*10	Site S3 Zone IIa Section min (25*25) cm ²	40*40
8	143.828	15*15		40*40
7	211.502	15*15		40*40
6	277.937	20*20		45*45
5	343.13	20*20		45*45
4	407.082	25*25		45*45
3	469.793	25*25		50*50
2	532.497	25*25		50*50
1	595.165	25*25		50*50
RDC	657.963	30*30		55*55
Es2	720.637	30*30		55*55
Es1	783.298	30*30		55*55

Tab.7. Les sections adoptées pour les poteaux

NB : le poteau 55*55 est pris après avoir vérifié la condition de l'effort normal à la base (vérification du RPA chap.4)

d) Vérification des sections selon RPA 99 Version 2003 (Art 74-1) : Ces vérifications sont montrées dans le tableau qui suit :

Poteaux	Condition exigée par (RPA)	Valeur calculée	Observation
40x40	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40$	c.v
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15,3$	c.v
	$1/4 < (b_1/h_1) \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	c.v
35 x 35	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	c.v
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15,3$	c.v
	$1/4 < (b_1/h_1) \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	c.v
30 x 30	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35$	c.v
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15.3$	c.v
	$1/4 < (b_1/h_1) \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	c.v
25 x 25	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	$\text{Min}(b_1, h_1) = 25$	c.v
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15.3$	c.v
	$1/4 < (b_1/h_1) \leq 4$	$b_1/h_1 = 1$	c.v

Tab.8.Vérification des sections selon (RPA 99) version 2003

- e) **Vérification au non flambement :** Le flambement est « un phénomène d'instabilité » de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. La vérification consiste à calculer l'élément « λ » et satisfaire l'inégalité :

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

❖ Avec :

λ : élancement 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

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad I = \frac{a b^3}{12}$$

❖ Avec :

I : Moment d'inertie.

$B = ab$: Section transversale du poteau.

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

➤ **Poteaux de entre sol (1 et 2) et le RDC :**

$$S = (55 \times 55) \text{ cm}^2$$

❖ Avec :

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$\lambda = 18.55 < 35$$

Condition Vérifiée

➤ **Poteaux du 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage :**

$$S = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

❖ Avec :

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$\lambda = 21.200 < 35$$

Condition Vérifiée

➤ Poteaux du 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage :

$$S = (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

❖ Avec :

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$\lambda = 24.733 < 35$$

✎ Condition Vérifiée

➤ Poteaux du 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme} :

$$S = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

❖ Avec :

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$\lambda = 29.68 < 35$$

✎ Condition Vérifiée

Conclusion :

Pour tous les poteaux la condition est vérifiée

V) Conclusion finale :

➤ Pré dimensionnement des planchers :

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

➤ Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) :

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

➤ Pré dimensionnement des poutres :

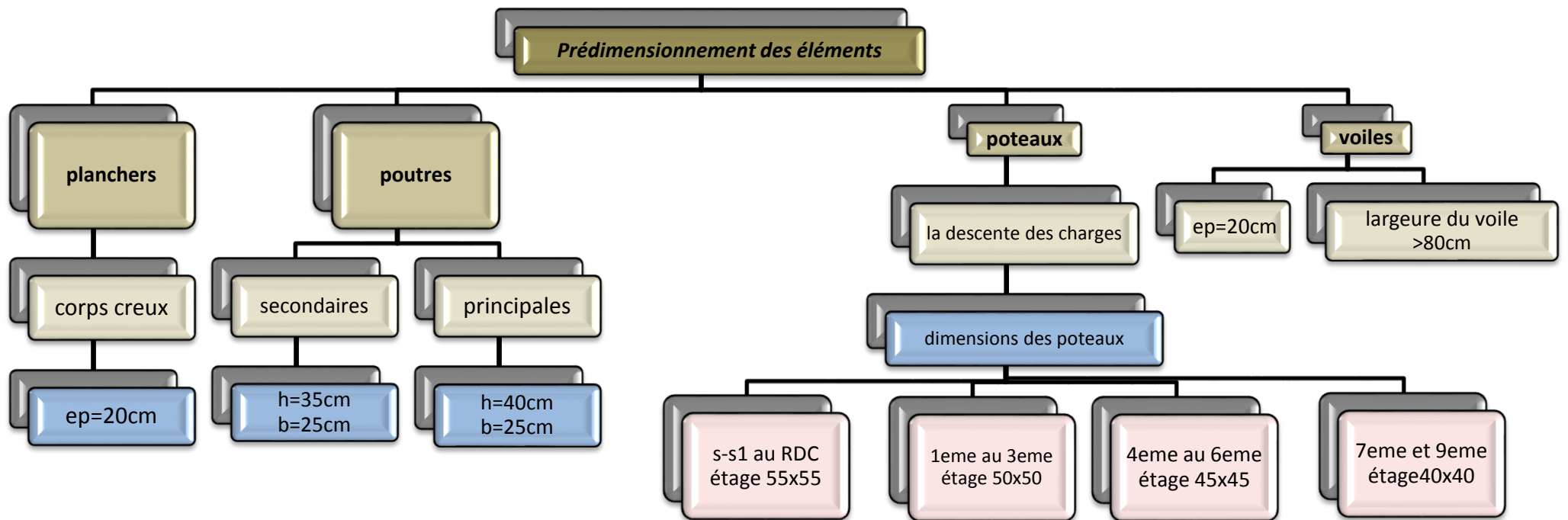
	Poutres principales	Poutres secondaires
Section adoptée	(25 x 40) cm ²	(25 x 35) cm ²

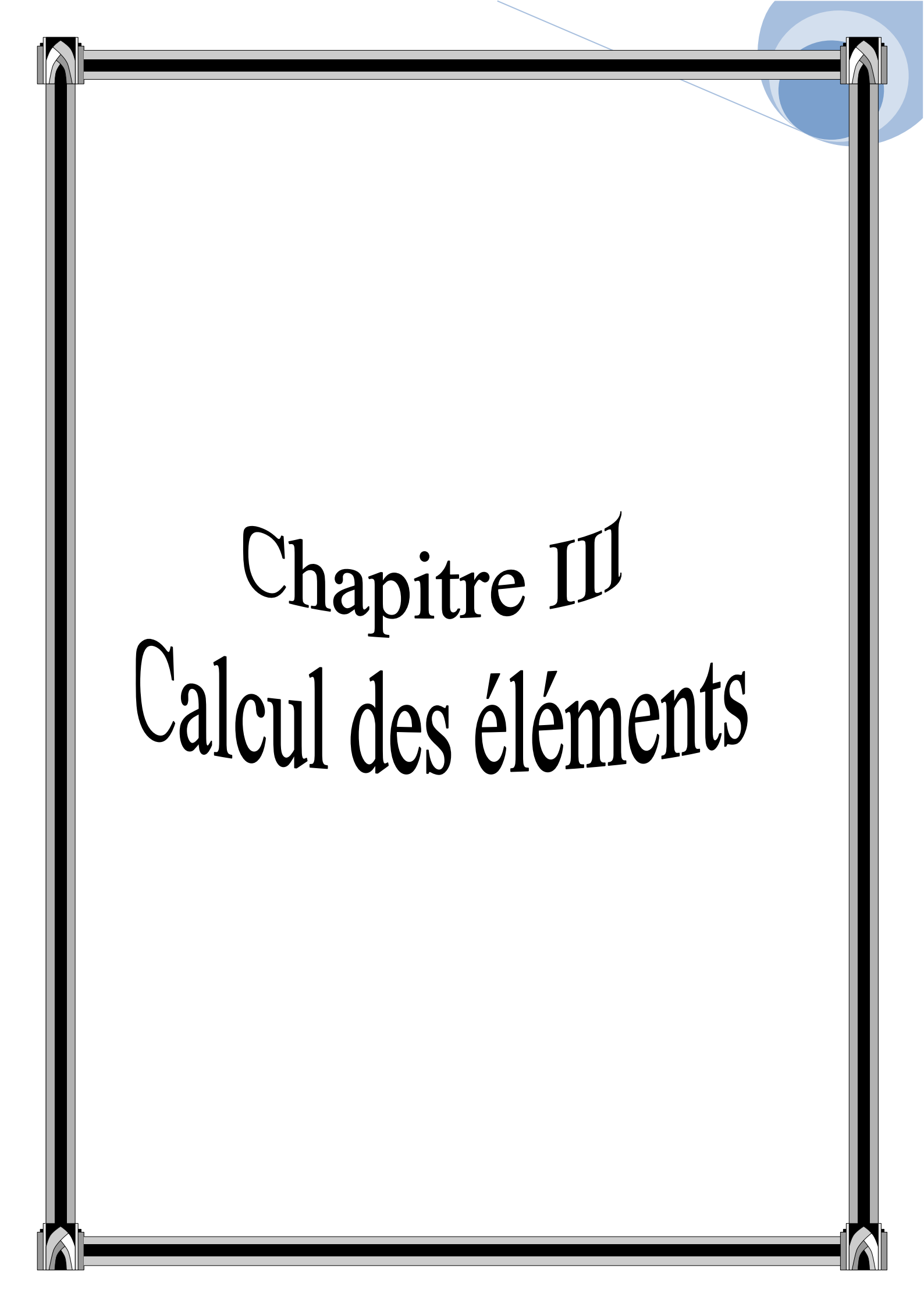
➤ Pré dimensionnement des voiles :

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

➤ Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
Entre sol 1 et 2 et RDC	(55 X 55) cm ²
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	(50 X 50) cm ²
Du 4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	(45 X 45) cm ²
Du 7 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	(40 X 40) cm ²





Chapitre III

Calcul des éléments

III.1) Calcul de plancher corps creux**1) Introduction :**

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

2) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres $\perp$ aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\underline{\text{D'où}} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

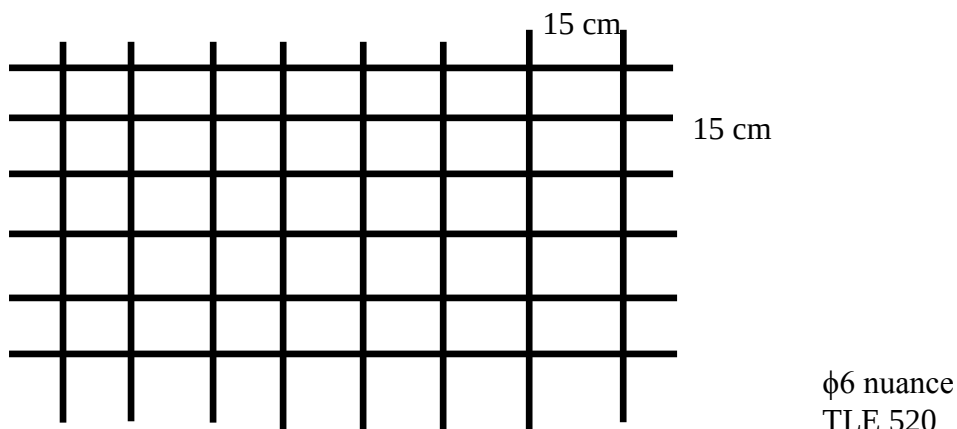


Figure III.1.1 : Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

3) Calcul de la poutrelle :

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

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

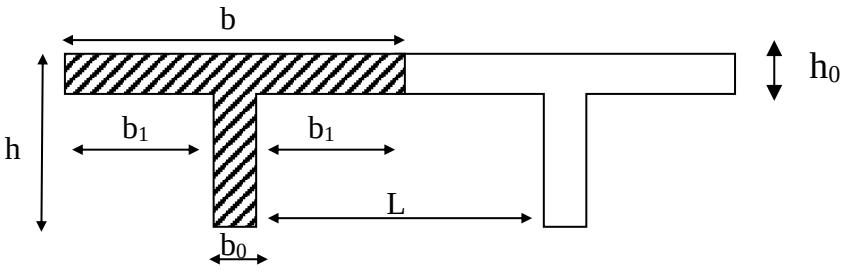
b) Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

c) Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$


Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.65$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

d) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

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

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

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

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

Avec : $l = 65 \text{ cm}$; largeur de l'hourdis

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

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

i) Calcul à L'ELU :**♦ Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

♦ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.65)^2}{8} = 4.16 \text{ KN.m}$$

♦ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.65}{2} = 4.56 \text{ KN}$$

♦ Calcul de la section d'armature :

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

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.16 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.1 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

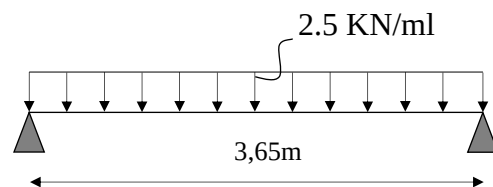


Figure III.1.2 : Poutre

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12×4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

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

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

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

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

e) Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{365}{10} = 36.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 121.67 \text{ cm}$$

On prend : **b = 26.5 cm**

4) Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

a) Méthode forfaitaire :**i) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN / ml}\} = 10.22 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

⇒ **la condition est vérifiée.**

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{390}{340} = 1.15 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{365} = 0.93 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{365}{340} = 1.07 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{390} = 0.87 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

IV-2- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

IV-3- Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

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

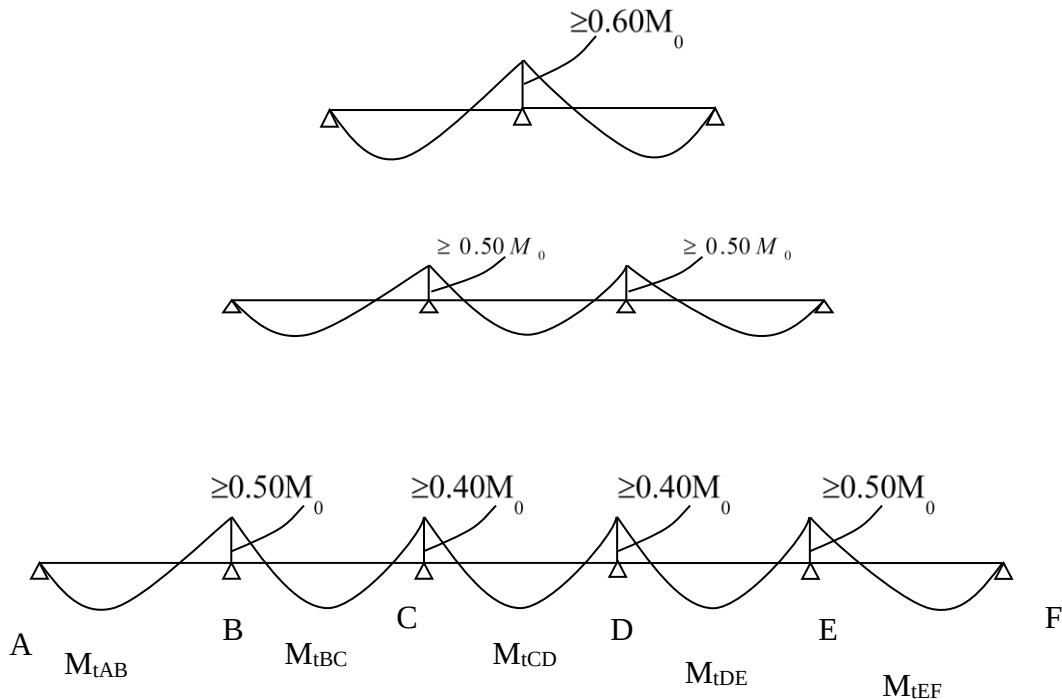
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6 M_0$ -----► pour une poutre de deux travées.

$0.5 M_0$ -----► pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 M_0$ -----► pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



5) Application :

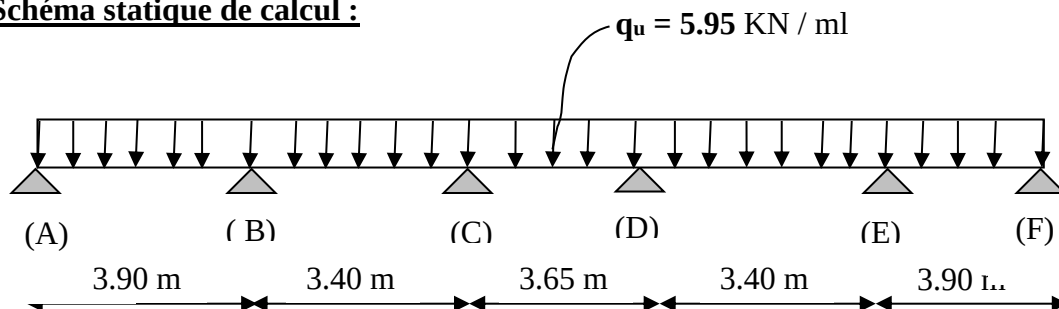
a) Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 5.11 \times 0.65 = 3.322 \text{ KN/ml} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.95 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 4.3 \text{ KN / ml}$

i) Schéma statique de calcul :



III.1.3 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

♦ Calcul des rapports des charges :

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

$$\alpha = \frac{1.5}{5.11+1.5} = 0.227 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.227	1.0681	0.5341	0.6341

ii) Calcul des efforts internes :

❖ Moments isostatique :

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

➤ En appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

❖ Moments en travées :

$$M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

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

❖ Effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	Longueur (m)	M ₀ (Kn.m)	Appui	β	M _{appui} (Kn.m)	M _t (Kn.m)	V (Kn)
A-B	3.90	11.31	A	0.3	3.39	7.56	12.18
			B	0.5	5.66		-11.02
B-C	3.40	8.6	B			0.4	3.96
			C	-10.62			
C-D	3.65	9.91	C	0.4	3.96	6.62	10.86
			D				-10.86
D-E	3.40	8.6	D	0.5	5.66	4.59	10.62
			E				-9.62
E-F	3.90	11.31	E	0.3	3.39	7.56	11.02
			F				-12.18

iii) Diagrammes des efforts internes :

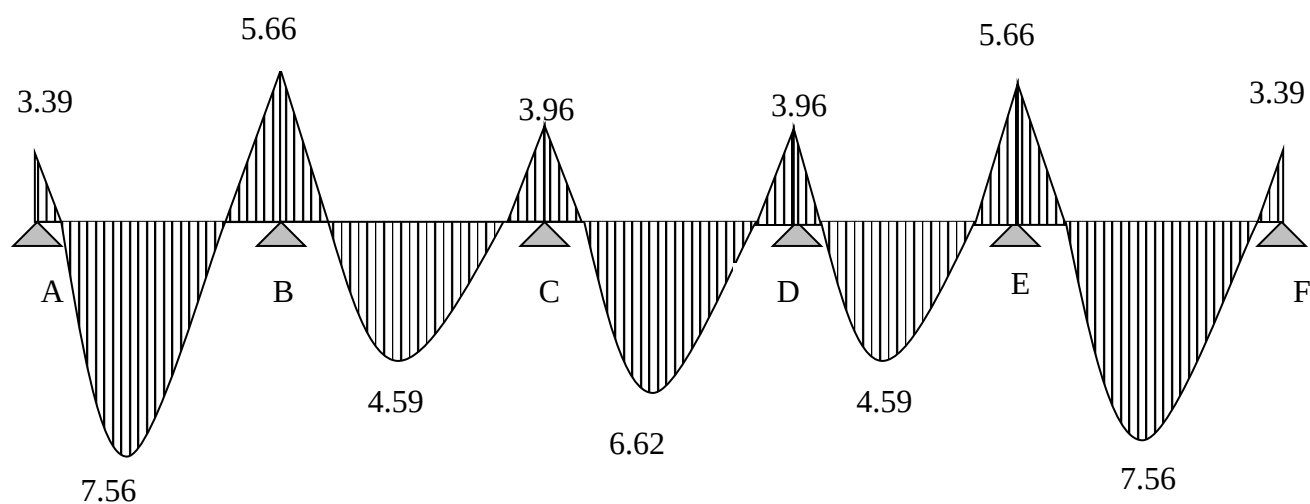


Fig III.1.4. Diagramme des moments fléchissant

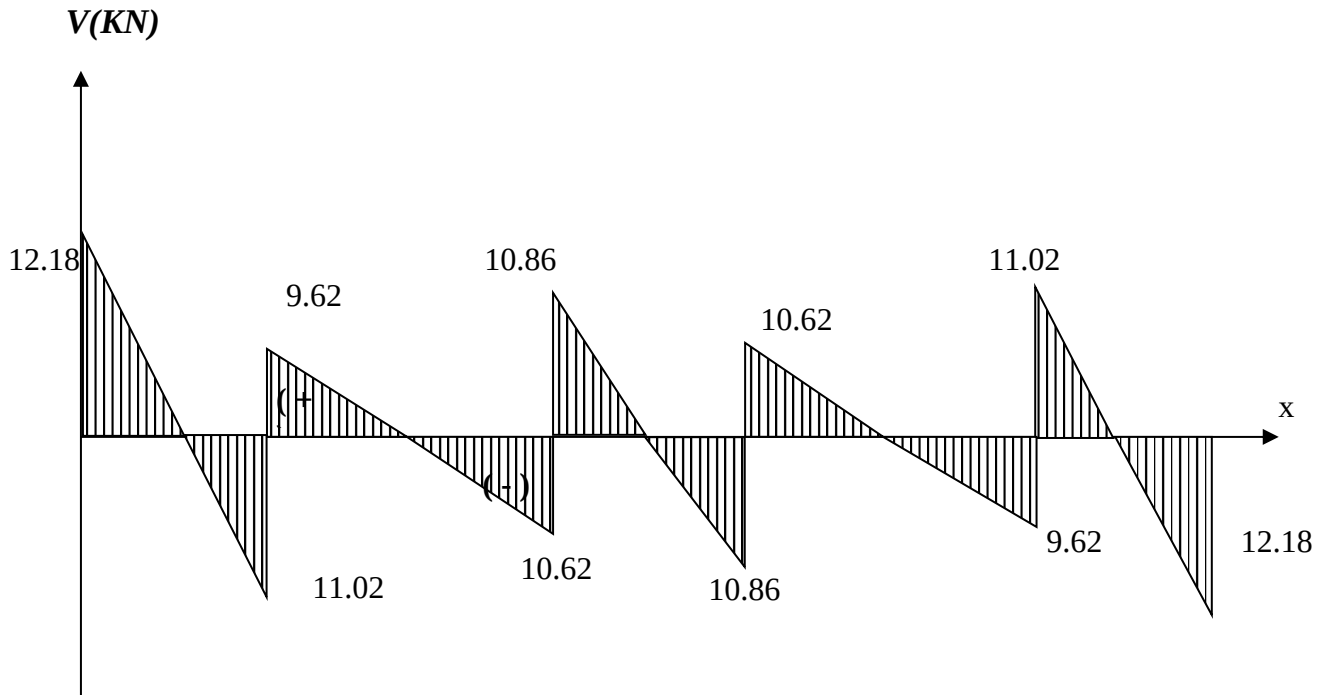


Fig III.1.5 : diagramme des efforts tranchants

iv) Ferraillage à l'ELU :

♦ Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 7,56 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5,66 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 7,56 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec: } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7,56 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

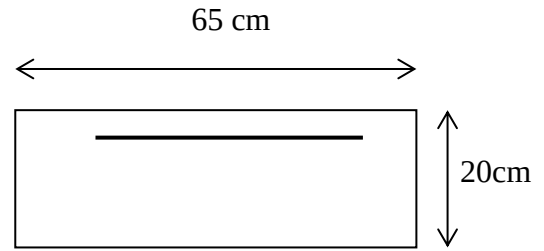
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,56 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,56 \times 10^5}{0,987 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,22 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.66 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h=20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.66}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,102 \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.66 \times 10^4}{0,946 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 0,96 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ cm}^2}$$

Conclusion :

$$\text{En travée : } \mathbf{3 HA14 = 4.62 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Aux appuis : } \mathbf{2HA 10 + 1HA12 = 2.7 \text{ cm}^2}.$$

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

NB :

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en HA12 sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en HA12 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure.

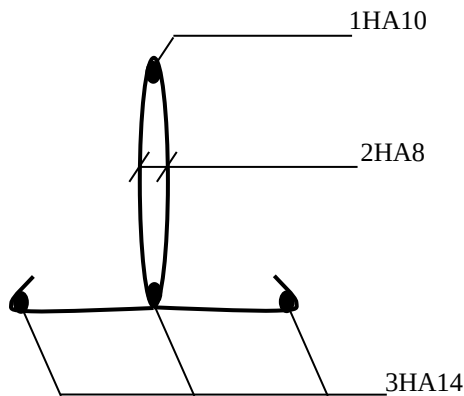


Figure III.1.6 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travée

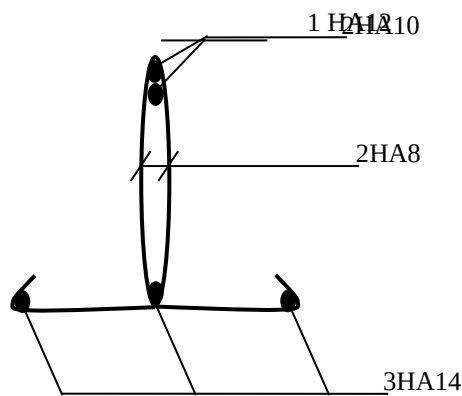


Figure III.1.7 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

♦ **Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant qui est dans notre cas l'appui « 3 » ou « 5 ».

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57cm$$

On adopte : 2 HA8 = 1.00 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

♦ **Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm, 40cm) = 16,2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

6) Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :**

Une poutre est considérée non fragile lorsque la section des armatures tendues, travaillant à la limite élastique, est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. Ce moment est calculé avec le diagramme de Navier en section homogène...

Pour une poutre de section rectangulaire (c'est notre cas) de largeur « b » en travée, de largeur « b₀ » sur appui et de hauteur utile « d », comportant une armature tendue de section A_s, la condition de non fragilité à vérifier aussi bien en travée que sur appui est la suivante selon le BAEL 91

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$V_u^{\max} = 12.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 12.18 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 14) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.18 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 131.88} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 12.18 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{40} \left(12,18 + \frac{5,66}{0,9 \times 18} \right) = 0,36$$

⇒ condition vérifiée

e) L'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 21 = 2,83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm}$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 49,47 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 49,47 = 19,79 \text{ cm}$$

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

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

$$V_{u \max} = 12,18 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{12,18 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,104$$

$$\tau_u = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,104 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

7) Calcul à l'E.L.S :a) Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_s = G + Q = 4,3 \text{ kN / ml}$$

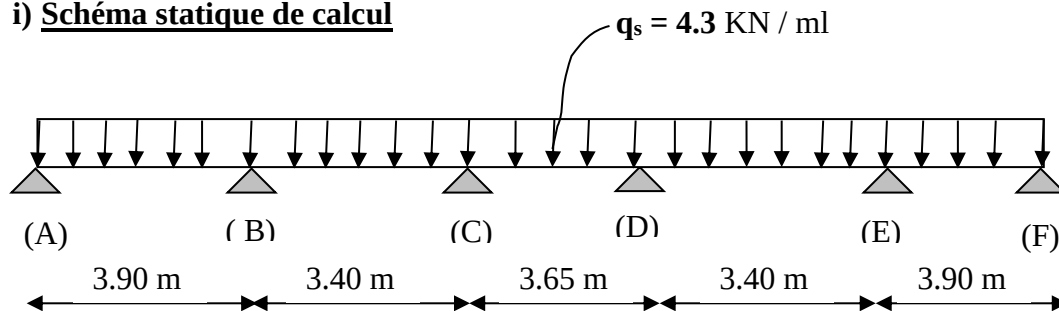
i) Schéma statique de calcul

Figure III.1.8 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

ii) Calcul des efforts internes :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	Longueur (m)	M ₀ (Kn.m)	Appui	β	M _{appui} (Kn.m)	M _t (Kn.m)	V (Kn)
A-B	3.90	8.18	A	0.3	2.45	5.47	8.8
			B	0.5	4.09		-7.96
B-C	3.40	6.21	B			0.4	2.86
			C	-7.67			
C-D	3.65	7.16	C	0.4	2.86	4.79	7.85
			D				-7.85
D-E	3.40	6.21	D	0.5	4.09	3.32	7.67
			E				-6.95
E-F	3.90	8.18	E	0.3	2.45	5.47	7.96
			F				-8.8

iii) Diagrammes des efforts internes :

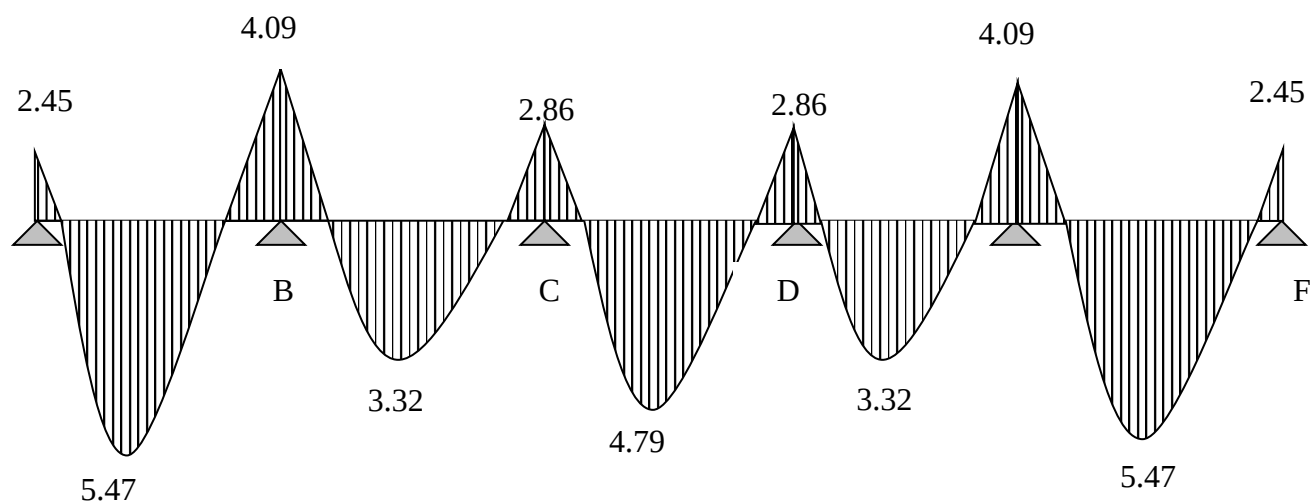


Fig. III.1.9 Diagramme des moments fléchissant

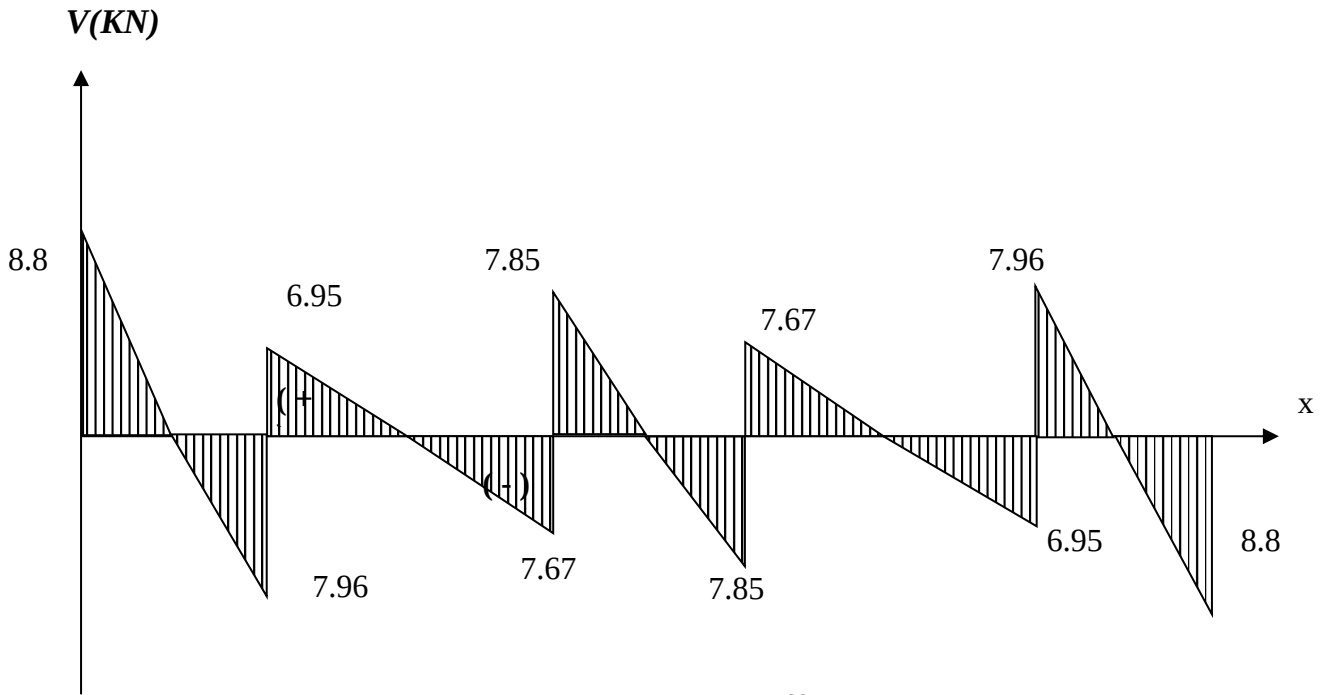


Fig. III.1.10 diagramme des efforts tranchants

b) Vérification à l'E.L.S :i) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

ii) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.139$$

Interpolation :

$$\frac{2.139 - 2.113}{2.151 - 2.113} = \frac{\beta_1 - 0.820}{0.819 - 0.820}$$

$$\beta_1 = 0.8193$$

$$\frac{2.139 - 2.113}{2.151 - 2.113} = \frac{\alpha_1 - 0.540}{0.543 - 0.540}$$

$$\alpha_1 = 0.542 \quad \text{-----} \rightarrow K = 0.079$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.47 \times 10^6}{0.8193 \times 18 \times 4.62 \times 10^3} = 80.28 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 6.34 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.251 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.055 \\ \alpha_1 = 0.453 \end{cases}$$

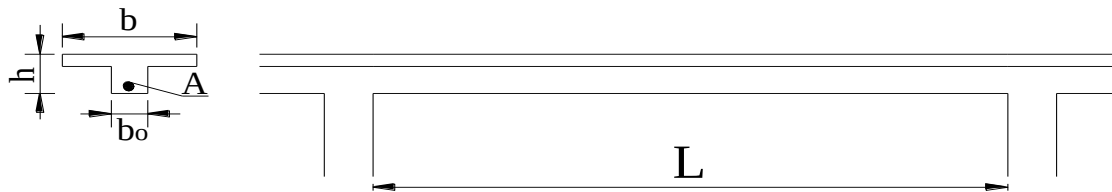
$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.09 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 99.12 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 5.45 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

iii) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

On considère la plus longue travée de notre poutre définie par la figure ci-dessous



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

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

iv) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

♦ Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

♦ Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

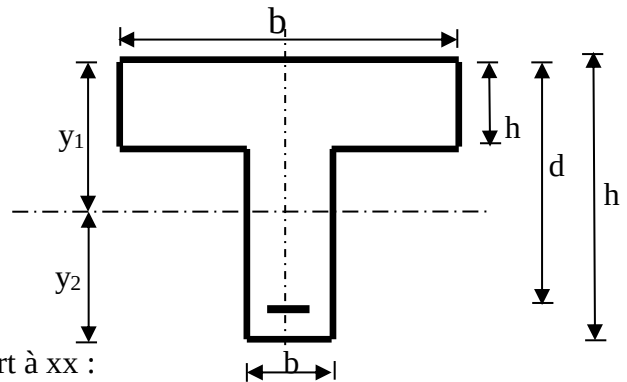
$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.78 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.78 = 12.22 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.78^3 + 12.22^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.78 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.22 - 2)^2$$

$$I_0 = 23800 \text{ cm}^2$$



♦ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0,0214$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0214} = 0,76$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,59 ; 0 \} = 0,66$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 23800}{1 + 0,76 \times 0,59} = 18075,12 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5,47 \times 3,90^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 18075,12 \times 10^{-8}} = 0,0043 \text{ m} = 4,3 \text{ mm} < \bar{f} = 7,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

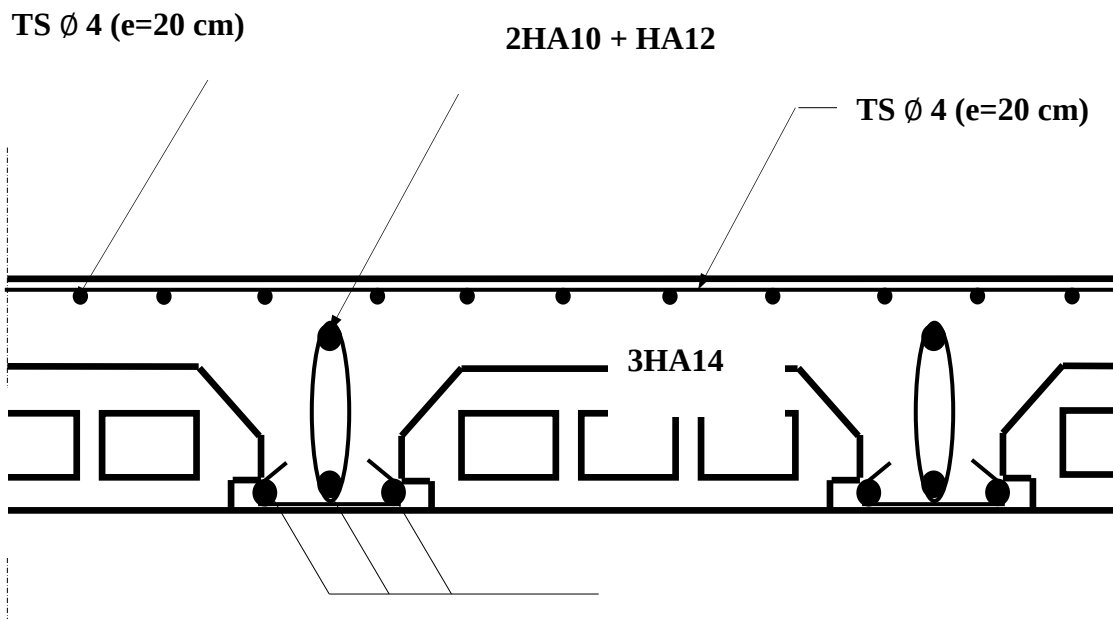


Figure III.1.11 : Plan de ferrailage du plancher

III.2) L'acrotère

1) Définition :

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse.

Du point de vue calcul, L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumise à l'action de son poids propre et une surcharge due à la main courante égale à 1 KN/ml.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereux, celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

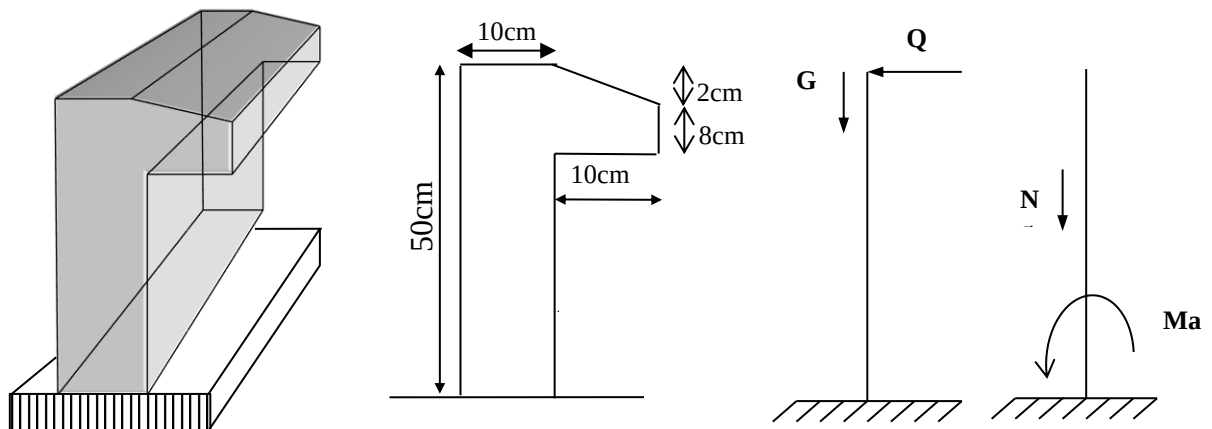


Fig III.2.1 : Schéma de l'acrotère

2) Evaluation des charges et Surcharges :

a) Surface :

$$S = 0,48 \times 0,1 + \frac{0,2 \times 0,02}{2} + 0,08 \times 0,1 = 0,058 \text{ m}^2$$

$$S = 0,058 \text{ m}^2$$

b) Charge permanente :

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$g_1 = \rho \cdot S = 25 \cdot 0,058 = 1,45 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids de l'enduit de ciment :

$$g_2 = 20 \cdot 0,5 \cdot 0,02 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$G = g_1 + g_2 = 1,45 + 0,2 = 1,65 \text{ KN/ml}$$

c) Surcharge d'exploitation :

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

3) Les Sollicitations :

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS.

E.L.U:

- Effort Normal de compression :

$$N_u = 1,35.G = 1,35.1,65 = 2,2275 \text{ KN/ml}$$

- Moment fléchissant :

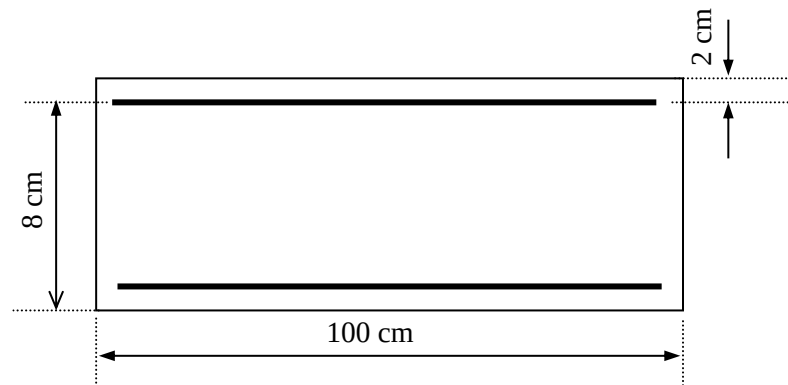
$$M_u = 1,5.Q.h = 1,5 .1,00 .0,50 = 0,75 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

- Effort Normal de compression : $N_s = G = 1,65 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q.H = 1,00.0,50 = 0,5 \text{ KN.m}$

4) Ferraillage de l'acrotère (E.L.U) :

$b = 100 \text{ cm}$ aciers FeE400 $C = 2 \text{ cm}$ $d = 8 \text{ cm}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$



L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,2275} = 0,3367 \text{ m} = 33,67 \text{ cm}$$

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

Avec : e' la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

$$e_u = 33,67 \text{ cm} > e' = 3 \text{ cm} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Remarque :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) a l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal « N_u » est un effort de compression.

On calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

i) Moment fictive :

$$M_f = M_u + N_u . e' = 0,75 + (2,2275 \times 0,03) = 0,8168 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bc} . b . d^2}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} / \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1$

Donc : $\mu = \frac{0,8168 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d} = \frac{0,8168 \times 10^3}{0,9955 \times 348 \times 8} = 0,2947 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle est en flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,2947 - \frac{2,2275 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,2306 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,2306 \text{ cm}^2.$$

ii) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \cdot 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{\min} = \max (1; 0,966)$$

$$A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A) = A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$

Soit $A = 4 \Phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

♦ L'espacement :

D'après (B.A.E.L 91): $e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend $e = 25 \text{ cm}$.

iii) Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = A = 3 \Phi 8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2$

♦ L'espacement :

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

c) Vérification a L'ELU :

i) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0187 < \bar{\tau} = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) = \min(2,4) = 2MPa$$

$$\tau_u \leq 0,05 \cdot f_{c28} = 1MPa \dots\dots\dots (c v) ; \text{ donc pas d'armatures transversales.}$$

ii) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s = 1.5: \text{coefficient de scellement droit}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 MPa.$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 4 \cdot 3,14 \cdot 0,8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10,048cm$$

$$\tau_{se} = \frac{150}{0,9 \cdot 8 \cdot 10,048} \cdot 10^{-1}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,207MPa$$

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

iii) Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \Phi f_e / 4. \quad \tau_s = 8.400 / 4.2,84 = 281,69mm \quad \text{soit } L_s = 30 cm$$

$$\text{Avec } \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,84MPa$$

d) Vérification à l'E.L.S :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,50}{1,65} = 0,303cm$$

i) Vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 201,6MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 201,6MPa$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{adop}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 ; \quad k_1 = 47,5$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 33,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 33,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,6 \text{ MPa} \dots\dots (\text{CV})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

e) Vérification au Séisme :

Selon R.P.A 2003 les forces horizontales agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés pour la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 (R.P.A 99, p28)

$$A = 0,15$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau

$$6.1 \text{ (R.P.A 2003, p45)} \quad C_p = 0,8$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = 1,65 \text{ KN/ml}$$

$$F_p: 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,65 = 0,792 \text{ KN/m}^2$$

La condition pour que l'acrotère peut résister à cette force est :

$$F_p \leq 1,5.Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{CV})$$

Donc : l'acrotère peut résister à la force F_p.

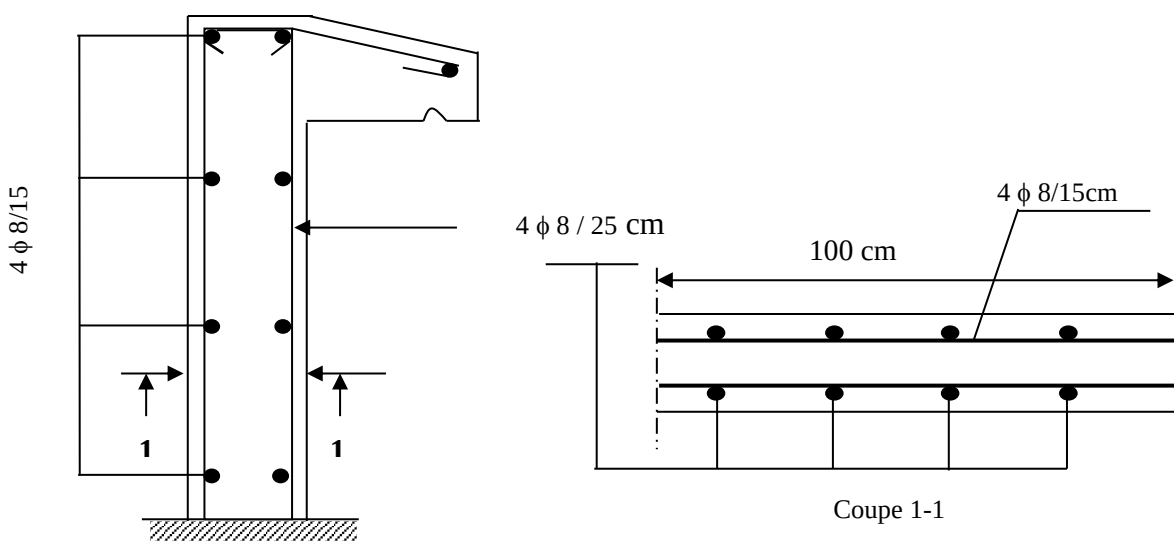


Fig III.2.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3) Balcon :**1) Calcul du Balcon :**

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

a) Détermination des efforts :

- Charges permanentes : $G_1 = 6,56 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : $G_2 = 1,30 \text{ KN/ m}^2$

b) Combinaisons de charges :➤ **L'état limite ultime (ELU) :**

$$P_u = 1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 3,5 = 14,106 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1,30 = 1,755 \text{ KN/ml}$$

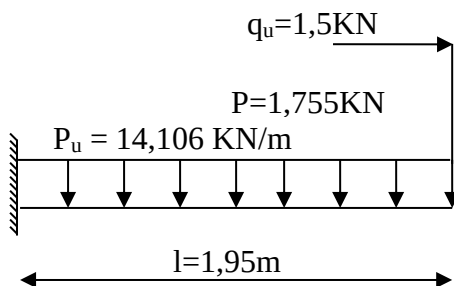
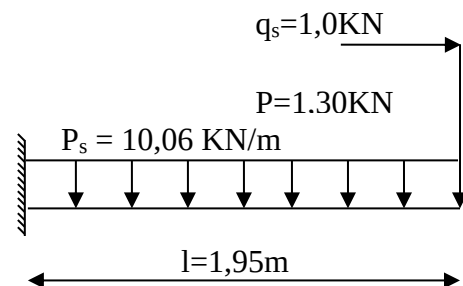
$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1,00 = 1,500 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'état limite de service (ELS) :**

$$P_s = 6,56 + 3,5 = 10,06 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \times G_2 = 1,30 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1,00 \text{ KN/ml}$$

c) Schéma statique de calcul**Fig III.3.1 : Schéma statique (ELU)****Fig III.3.2 Schéma statique (ELS)****d) Les moments et Les efforts tranchants :**

Le balcon est calculé en flexion simple pour une bande de 1m

➤ **L'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l + q_u = 31,741 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = P_u \times l + p = 29,262 \text{ Kn}$$

➤ **L'ELS**

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + p \times l + q_s = 23,162 \text{ Kn.m}$$

$$V_s = P_s \times l + p = 20,917 \text{ Kn}$$

2) Ferraillage :

Le ferraillage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable
En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 20 cm d'épaisseur

a) Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.20m d'épaisseur.

$$M_u = 31,741 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{31,741 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,069 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,069 \Rightarrow \beta = 0,9645$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_{St} \cdot d} = \frac{31,741 \times 10^3}{0,9645 \times 348 \times 18} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$,

3) Vérifications :**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,174 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,174 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 3,93 \text{ cm}^2 > 2,174 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

b) Répartition des barres :**i) Armatures longitudinales :**

$$St < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Armatures de répartition :

$$St < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29,262 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 < \bar{\tau}_u = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) = \min(2,5; 4) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,16 < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots (Cv)$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 29,262 \text{ Kn}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,262}{0,9 \times 180 \times 188,4} \cdot 10^{-3} = 0,959MPa$$

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

f) La longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \Phi f_e / 4 \cdot \tau_s = 12,400 / 4,2,84 = 422,53mm \quad \text{soit } L_s = 43 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84MPa$$

4) Vérification à L'ELS :

a) Dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b=100 \text{ cm}$, $e=20\text{cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α :

$$\gamma = \frac{31,741}{23,162} = 1,37$$

$$\mu = 0,069 \Rightarrow \alpha = 0,0894 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,0894 \leq 0,435$$

Condition vérifiée donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire

b) Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,63MPa$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{5,65 \times 100}{100 \times 18} = 0,316$$

$$\beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{23.162 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5.65} = 192.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

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

$$2) \frac{A_u}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow (M_t^s = M_0 = 23.162 \text{ KN.m})$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{195} = 0,1026 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_u}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{\ell} = \frac{20}{195} = 0,1026 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{23,162}{23,162} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

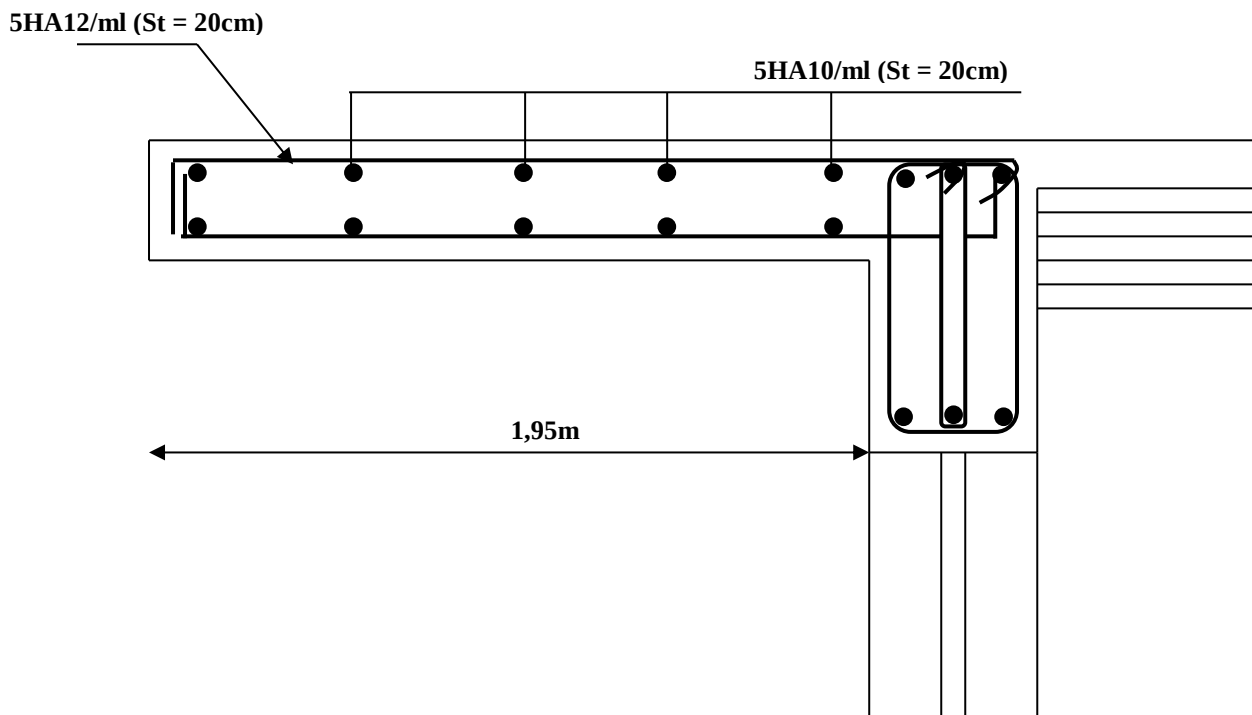


Figure III.3.3 : Schéma de ferrailage de balcon

III.4) Porte à faux

Le bâtiment comprend des portes à faux en dalles pleines de 15 cm d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

1) Détermination des efforts :

Mur extérieur

Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
Enduit au mortier de ciment	3	18	0,54
Cloison en double briques creuses 8 trous	2*10	-	1,8
Lame d'air	5	-	-
Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	10	0,20
			$G_2 = 2.54$

Remarque :

La charge du mur extérieur G_2 est par mètre carré de surface verticale.

- Charges permanentes : $G_1 = 6,56 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 2,5 \text{ KN/ m}^2$.
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de mur (en maçonnerie) : $G_2 = 2,54 \text{ KN/ m}^2$

a) Combinaisons de charges :

➤ L'état limite ultime (ELU) :

$$P_u = 1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5 = 12.61 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.35 \times G_2 = 1.35 \times 2.54 = 3.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.5 \times Q_2 = 1,5 \times 1.00 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

➤ L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = 6,56 + 2,5 = 9,06 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1 \times G_2 = 2.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1,0 \text{ KN/ml}$$

a) Schéma statique de calcul

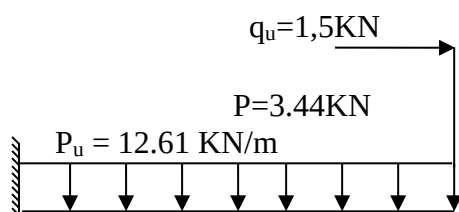


Fig III.4.1 : Schéma statique (ELU)

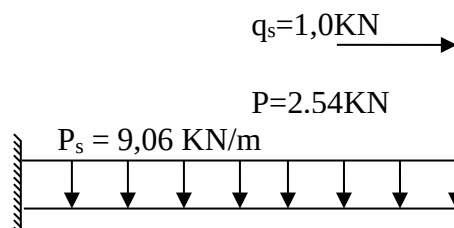


Fig III.4.2 : Schéma statique (ELS)

2) Les moments et Les efforts tranchants :

Le balcon est calculé en flexion simple pour une bande de 1m

➤ **L'ELU**

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + p \times l + q_u = 18.67 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = P_u \times l + p = 21.09 \text{ Kn}$$

➤ **L'ELS**

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + p \times l + q_s = 13.43 \text{ Kn.m}$$

$$V_s = P_s \times l + p = 15.22 \text{ Kn}$$

3) Ferrailage :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 20 cm d'épaisseur

a) Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de 1.00m de largeur et de 0.20m d'épaisseur.

$$M_u = 18,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{18.67 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d} = \frac{18.67 \times 10^3}{0,9795 \times 348 \times 18} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$.

4) Vérifications a L'ELU:**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,174 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > 2,174 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 3.14 \text{ cm}^2 > 2,174 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

b) Répartition des barres :

i) Armatures longitudinales :

$$St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

ii) Armatures de répartition :

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{ [cm]}$$

$$St = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21.09 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,12\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 < \bar{\tau}_u = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}) = \min(2,5; 4) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Cv})$$

Il n y a aucun risque de cisaillement, donc pas d'armatures transversales

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u\max} = 21,09 \text{ Kn}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1,2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,09}{0,9 \times 180 \times 150,7} \cdot 10^3 = 0,864\text{MPa}$$

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

e) La longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \Phi f_e / 4. \tau_s = 12 \times 400 / 4 \times 2,84 = 422,53\text{mm} \quad \text{soit } L_s = 43 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

5) Vérification à L'ELS :

a) Dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b=100 \text{ cm}$, $e=20\text{cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α :

$$\gamma = \frac{18.67}{13.43} = 1.39$$

$$\mu = 0.041 \Rightarrow \alpha = 0.0523 \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.945$$

$$\alpha = 0.0523 \leq 0.945$$

Condition vérifiée donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire

b) Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_u \times 100}{b \times d} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 18} = 0.251$$

Calcul β

$$\frac{\beta - 0.921}{0.920 - 0.921} = \frac{0.251 - 0.245}{0.253 - 0.245}$$

$$\beta = 0.9203$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.43 \times 10^3}{0.9203 \times 18 \times 4.52} = 179.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

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

$$2) \frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Mpa}$$

$$3) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow (M_t^s = M_0 = 13.43 \text{ KN.m})$$

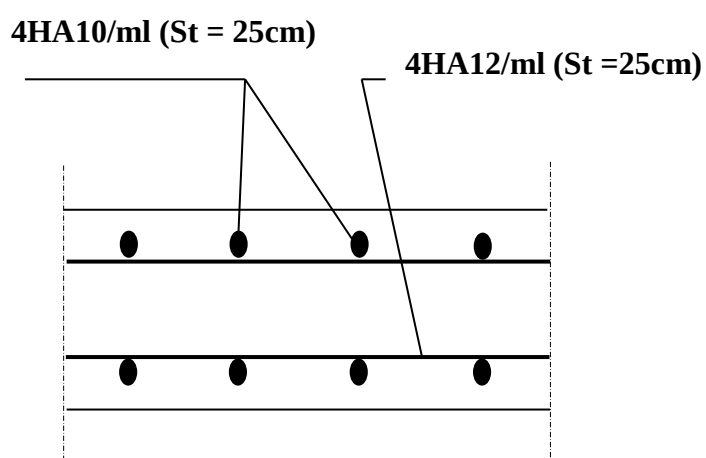
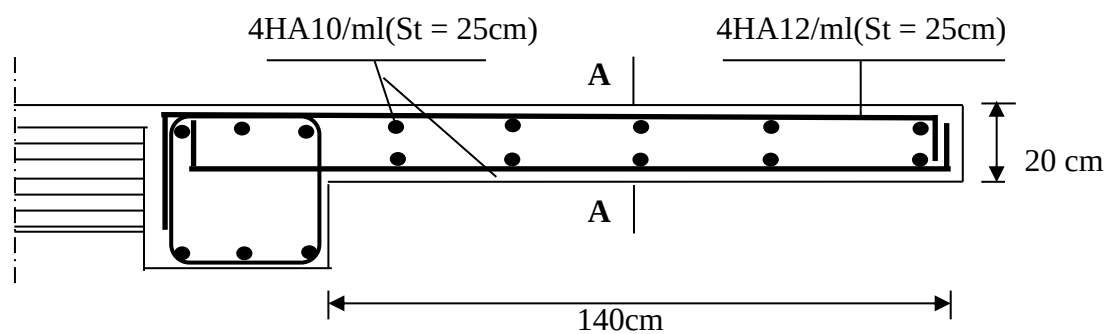
$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{140} = 0.143 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_u}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{\ell} = \frac{20}{140} = 0.143 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{13.43}{13.43} = 0.1 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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



Coupe A-A

Fig III.4.3 : Schéma de ferrailage de porte à feux

III.5) La salle machine :**a) Détermination des moments de flexion et des efforts tranchants :**

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

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

On évalue les moments en tenant compte de la flexion que suivant la plus petite portée.

On dit que la dalle ne porte que dans un seul sens.

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

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

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

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

Avec :

q = charge uniformément répartie ;

l_x = portée dans le sens ox .

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

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

ii) La dalle porte suivant deux sens :

Une dalle sera considérée comme portant suivant deux directions si :

-le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0,4 et 1 (on aura donc $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) et la dalle est

uniformément chargée ;

-la dalle est soumise à des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées l_x et l_y .

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

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\delta = \frac{l_x}{l_y}$ et de v ; on prend $v = 0$ à l'ELU et 0,2 à l'ELS donné par le tableau de BAEL.91.

iii) Dalle simplement appuyée supportant une charge répartie sur un rectangle concentrique ou non :

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

On détermine les côtés u et v de la surface d'impact au feuillet moyen ; on calcul les

coefficients $\frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ à partir de ces trois données, les abaques fournissent deux

coefficients M_1 et M_2 qui permettent de calculer les moments par les formules suivantes :

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

A l'ELU : $M_{xu} = M_1.p_u \qquad M_{yu} = M_2.p_u$

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

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

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

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

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

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

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

- moments en travée : $0,85.M_x$ ou $0,85.M_y$

- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,30M_x$ (*appui de rive*)

$0,50.M_x$ (autre appui)

- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,50.M_x$

b) Etude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de 4.085m^2 (1.9×2.15) m^2 , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

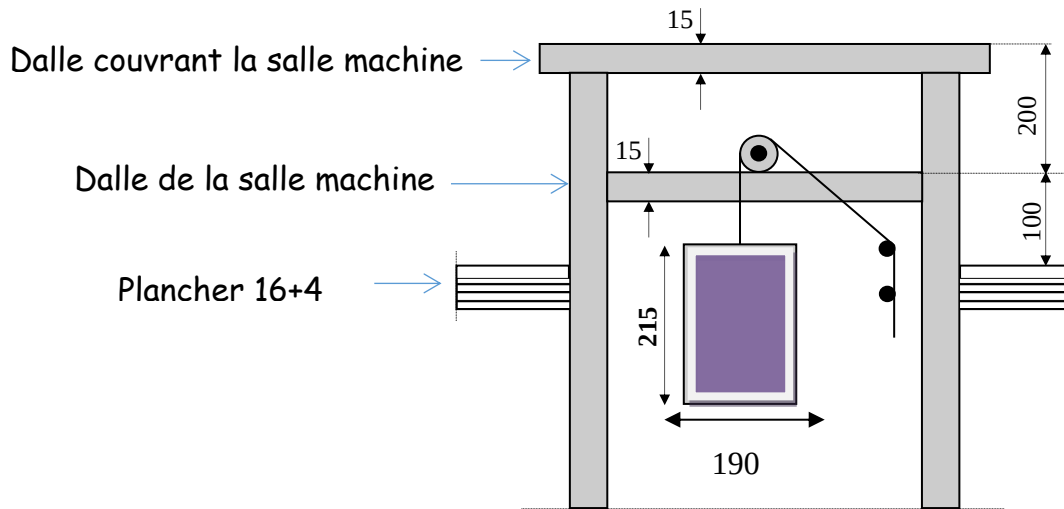
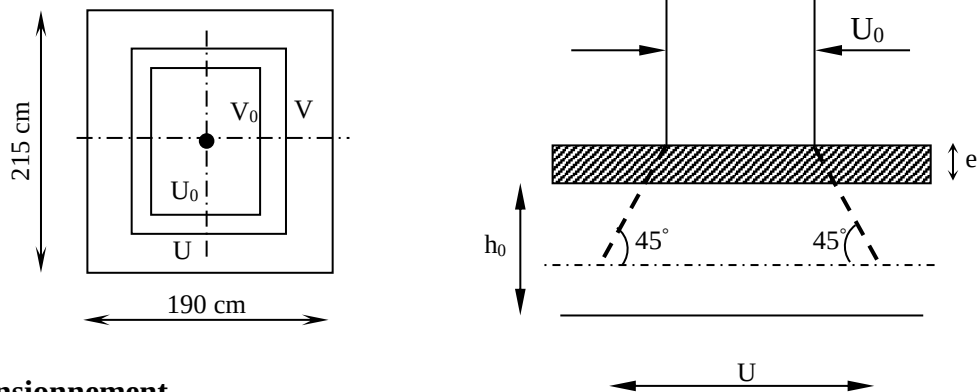


Fig III.5.1 : coupe verticale de salle machine

c) Calcul de la dalle pleine du local :

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

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,90\text{ m}$ et $L_y = 2,15\text{ m}$



i) Dimensionnement

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

$$h_t \geq \frac{215}{30} = 7,17 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$U = u_0 + k e + h_0$$

$$V = v_0 + k e + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$$k = 2$$

$e = 0$ cm , épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 0 + 15 = 95 \text{ cm}$$

♦ **Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :**

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

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

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,15} = 0.884$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{190} = 0,5$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{95}{215} = 0,442 \quad ; \quad M_1 = 0,104, M_2 = 0,084 \text{ (après l'interpolation)}$$

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,5 \times 0,104 = 12,636 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,5 \times 0,084 = 10,206 \text{ KNm}$$

♦ **Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.884 \Rightarrow 0,4 \leq 1 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.884 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,7476 \end{cases} \text{ (Après interpolation)}$$

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

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / m^2$ (pour une bande de 1m)

Avec : $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ KN / mL}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0474 \times 6,56 \times (1,9)^2 = 1,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7476 \times 1,122 = 0,839 \text{ KN.m}$$

♦ **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,636 + 1,122 = 13,758 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,206 + 0,839 = 11,045 \text{ KN.m}$$

Remarque :

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

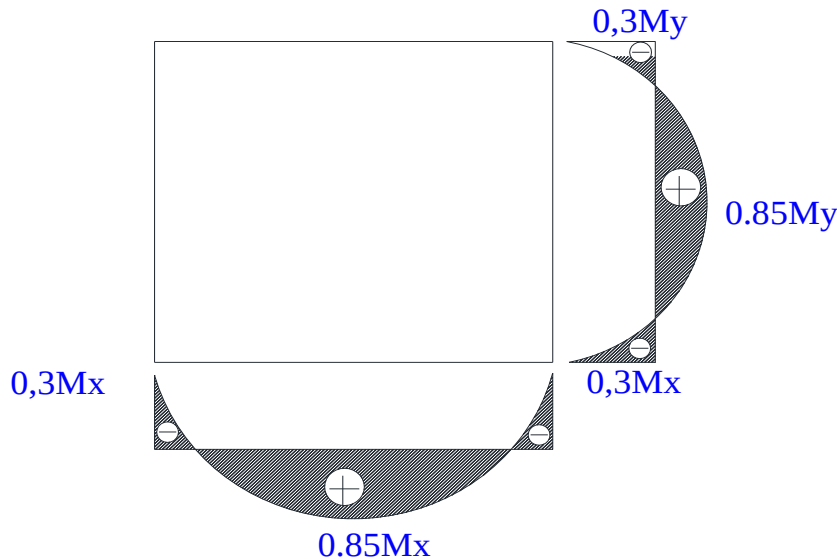


Fig III.5.1 : Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis.

➤ **En travée:**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,758 = 11,694 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11,045 = 9,388 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **En appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 13,758 = -4,127 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 11,045 = -3,314 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ii) Ferraillage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur tel que :

$$b=100\text{cm} ; d = 13 \text{ cm} ; h = 15\text{cm} ; f_{bu}=14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

Zone	Sens	Mu (KN. m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
En appuis	X-X	4,127	0,017	0,9915	0,92	2,01	4HA8	25
	Y-Y	3,314	0,014	0,993	0,74	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	11,694	0,049	0,9745	2,65	3,14	4HA10	25
	Y-Y	9,388	0,039	0,9805	2,12	3,14	4HA10	25

iii) Vérification à L'ELU :

♦ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

• **Armatures inférieures**

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

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

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,884$

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

S : section totale du béton.

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

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,884}{2} \right) = 0,00085$$

$$A_{\min} = 0,00085 \times (15 \times 100) = 1,275 \text{ cm}^2$$

• **Armatures supérieures**

$$W_y = W_0 = 0.00085$$

$$A_{\min} = 0,00085 \times (15 \times 100) = 1,275 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

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

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

♦ Ecartement des barres :

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

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

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

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

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

Avec:

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 121,5 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le risque de poinçonnement est écarté, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

Remarque :

Si la condition précédente n'était pas vérifiée, il faudrait utiliser des armatures dont le périmètre est défini par homothétie.

$$U = U_c = \frac{\tau_u}{0,05 \times f_{cj} \frac{\gamma_b}{\gamma_b}}$$

♦ Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge **P**.

▸ Au milieu de lx

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{2 \times 2,15 + 1,90} = 19,6 \text{ KN}.$$

▸ Au milieu de ly

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 2,15} = 18,84 \text{ KN}.$$

$$V_{\max}=19,6\text{KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19,6 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

iv) Calcul des moments à L'ELS :

♦ **les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS} :$$

$$M_{x1} = 90 (0,1091 + 0,2 \times 0,0768) \Rightarrow M_{x1} = 11,201 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,0768 + 0,2 \times 0,1091) \Rightarrow M_{y1} = 8,876 \text{ KN. m}$$

♦ **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G+Q = 3,75 + 1 \Rightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,884 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0474 \\ \mu_y = 0,7476 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0474 \times 4,75 \times (1,5)^2 = 0,507 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7476 \times 0,507 = 0,379 \text{ KN. m}$$

♦ **Superposition des moments :**

$$M_x = 11,201 + 0,507 = 11,708 \text{ KN m}$$

$$M_y = 8,876 + 0,379 = 9,255 \text{ KN m}$$

♦ **Correction des moments :**

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

Moment en travée : $M^t = 0,85 \times M$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,708 = 9,952 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,255 = 7,867 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M^a = -0.3 \times M$

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 11,708 = -3,512 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 9,255 = -2,777 \text{ KN.m}$$

v) Vérification à l'ELS :

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

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

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

Sens (X-X) :

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{11,694}{9,952} = 1,175$$

$$\mu_0 = 0,049 \rightarrow \alpha = 0,0628 \text{ (Après interpolation)}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,175-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3375 > \alpha = 0,0628 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4,127}{3,512} = 1,18$$

$$\mu_0 = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0214 \text{ (Après interpolation)}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,0214 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens (Y-Y) :

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{9,388}{7,867} = 1,193$$

$$\mu_0 = 0,039 \rightarrow \alpha = 0,04975 \text{ (Après interpolation)}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,193-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3465 > \alpha = 0,04975 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

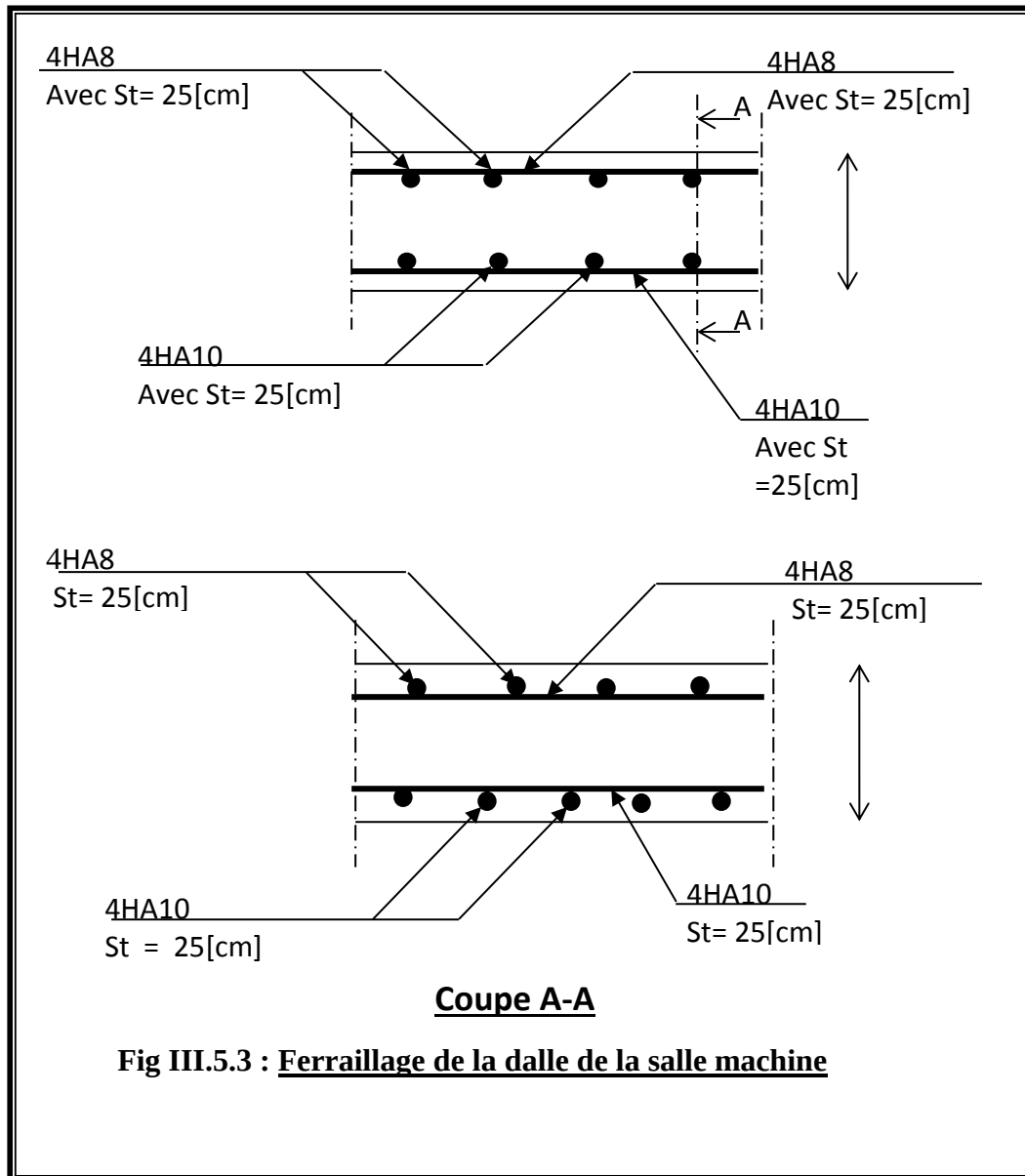
$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,314}{2,777} = 1,19$$

$$\mu_0 = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0176 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

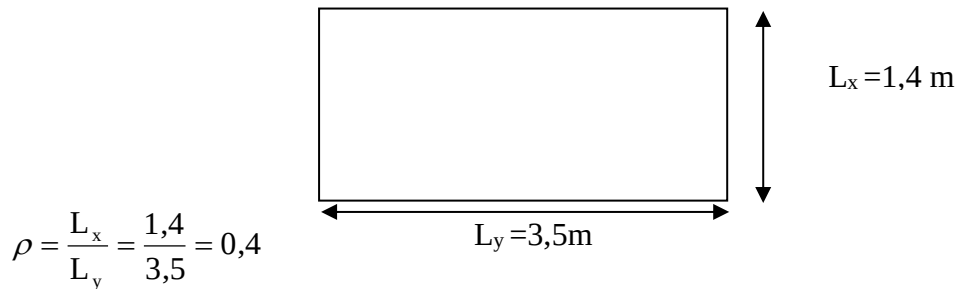
♦ **Etat limite des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.



III.6) Etude de la dalle pleine d'étage courant

➤ On calcul $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; avec : $L_x < L_y$.



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{3,5} = 0,4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

a) Dimensionnement

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

$$h_t \geq \frac{140}{30} = 4,67 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

b) Détermination de charges et surcharges :

Le chargement répartie supporté par la dalle sera déterminé suivant la combinaison suivante :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Avec : $G = 6,01 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 6,01) + (1,5 \times 1,5) = 10,36 \text{ KN / mL}$$

$$\rho = 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1094 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_x = 2,22 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

➤ **En travée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 2,22 = 1,89 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0,56 = 0,5 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **En Appuis:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 2,22 = -0,67 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 0,56 = -0,17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) Ferraillage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur tel que :

b=100cm ; d = 13 cm ; h =15cm ; $f_{bu}=14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau ci-après :

Zone	Sens	Mu (KN. m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S _t (cm)
En appuis	X-X	0,67	0,003	0,9985	0,15	2,01	4HA8	25
	Y-Y	0,17	0,001	0,9995	0,04	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	1,89	0,008	0,996	0,42	3,14	4HA10	25
	Y-Y	0,5	0,002	0,999	0,11	3,14	4HA10	25

d) Vérification à L'ELU :

i) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

♦ **Armatures inférieures**

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

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

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,4$

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

S : section totale du béton.

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

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,4}{2} \right) = 0,00104$$

$$A_{\min} = 0,00104 \times (15 \times 100) = 1,56 \text{ cm}^2$$

♦ **Armatures supérieures**

$$W_y = W_0 = 0,00104$$

$$A_{\min} = 0,00104 \times (15 \times 100) = 1,56 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

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

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

iii) Ecartement des barres :

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

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

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

iv) Vérification de la contrainte tangentielle :

► **Au milieu de l_x**

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} \times 1 \text{ ml} = \frac{10,36}{2 \times 3,4 + 1,4} = 1,26 \text{ KN.}$$

► **Au milieu de l_y**

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \times 1 \text{ ml} = \frac{10,36}{3 \times 3,5} = 1 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 1,26 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,26 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Calcul des moments a L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Avec : } G = 6,01 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6,01 + 1,5 = 7,51 \text{ KN / mL}$$

$$\rho = 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1094 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_x = 1,61 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

➤ En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 1,61 = 1,37 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 0,4 = 0,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En appuis:

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 1,61 = -0,48 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 0,4 = -0,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes dans le béton :

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

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

♦ Sens (X-X) :**▪ En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1,89}{1,37} = 1,38$$

$$\mu_0 = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,01$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{0,67}{0,48} = 1,4$$

$$\mu_0 = 0,003 \rightarrow \alpha = 0,00375 (\text{Après interpolation})$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,00375 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Sens (Y-Y) :**

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{0,5}{0,34} = 1,47$$

$$\mu_0 = 0,002 \rightarrow \alpha = 0,0025 (\text{Après interpolation})$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,47-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,485 > \alpha = 0,0025 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{0,17}{0,12} = 1,42$$

$$\mu_0 = 0,001 \rightarrow \alpha = 0,00125$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha = 0,00125 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ii) Etat limite des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.7) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte deux cage d'escaliers et chaque cage comporte deux type d'escalier (sous-sol '2' deux volées avec un palier intermédiaire et les autres étages comporte un palier départ et d'arriver et de deux volée) en BA, coulé sur place.

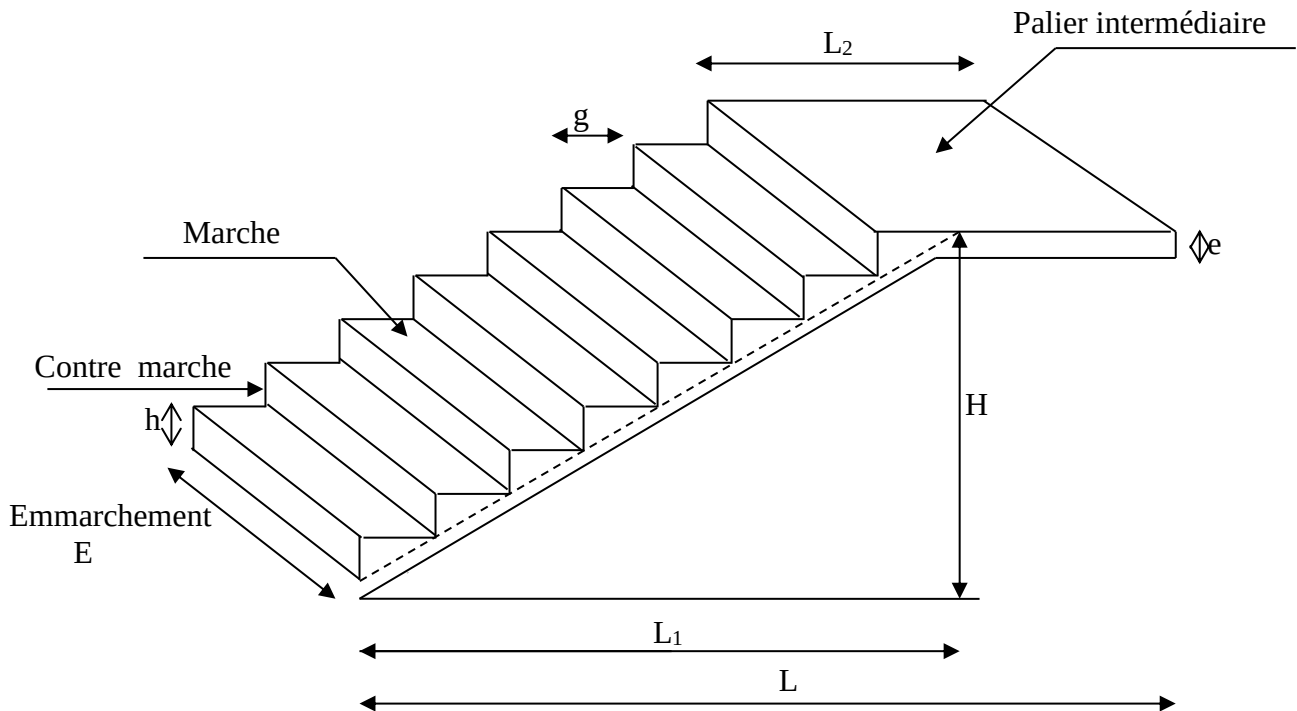


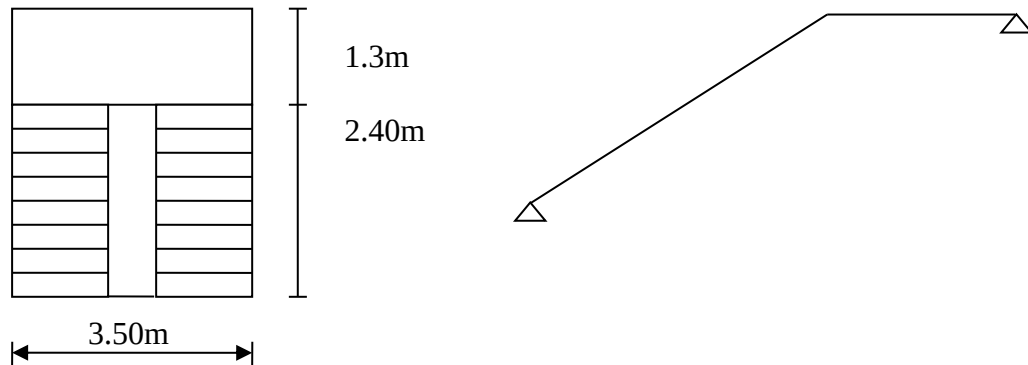
Figure : Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
 - La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
 - Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
 - La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
 - La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
 - L'emmarchement E représente la largeur de la marche.
 - le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées
- La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

A) Cage d'escalier 01 :

Type 01 :

Les escaliers du SS2 (cage 01) sont schématisés de la façon suivante :



Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

- Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $57\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18\text{cm}$

g : giron de la marche avec $g \geq 23\text{ cm}$

n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée : $H = 3,06/2 = 1,53\text{ m}$

-Largeur de la volée : $L_v = 2,40\text{ m}$.

La volée comporte "n" contremarche et "n-1" marche

n = 9

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 16\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 18\text{ cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30\text{ cm} > 23\text{ cm}.$$

Vérification : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64\text{ cm}$

La paillasse est considérée comme une dalle sur 2 appuis simples, inclinée d'épaisseur « e »

telle que : $\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29,54^\circ$

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.3 = 4,06\text{ m}$$

$$\Rightarrow 0,135\text{m} \leq e \leq 0,162\text{m} \quad \Rightarrow \quad e = 15\text{ cm}$$

1) Calcul des charges:

a) Volée :

le calcul sera effectué pour une seule volée :

- Poids propre de la paillasse (15 cm) : $(0,15 \times 25) / \cos \alpha = 4,31\text{kn/m}^2$

- Poids propre de la marche (17 cm) : $(0,17 \times 25) / 2 = 2,13\text{ kn/m}^2$

- Chappe (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40\text{ kn/ m}^2$

- Carrelage (2 cm) : $0,02 \times 22 = 0,44\text{ kn/ m}^2$

- Enduit ciment (2 cm) : $0,02 \times 18 = 0,36\text{ kn/m}^2$

-Garde-corps = 0,30 kn/m²

Charges permanentes **G_v = 7,94 kn/m²**

Charges d'exploitation $Q_v = 2,5 \text{ kn/m}^2$

b) Palier :

- poids propre du palier	(15 cm)	: $0,15 \times 25$	= $3,75 \text{ kn/m}^2$
- Lit de sable	(3 cm)	: $0,03 \times 17$	= $0,51 \text{ kn/m}^2$
- Chappe	(2cm)	: $0,02 \times 20$	= $0,40 \text{ Kn/ m}^2$
- Carrelage	(2 cm)	: $0,02 \times 22$	= $0,44 \text{ Kn/ m}^2$
- Enduit ciment	(2 cm)	: $0,02 \times 18$	= $0,36 \text{ kn/m}^2$
-Garde-corps			= $0,30 \text{ kn/m}^2$

Charges permanentes $G_p = 5,76 \text{ kn/m}^2$

Charges d'exploitation $Q_p = 2,5 \text{ kn/m}^2$

2) Calcul de l'escalier :

a) Combinaison de calcul :

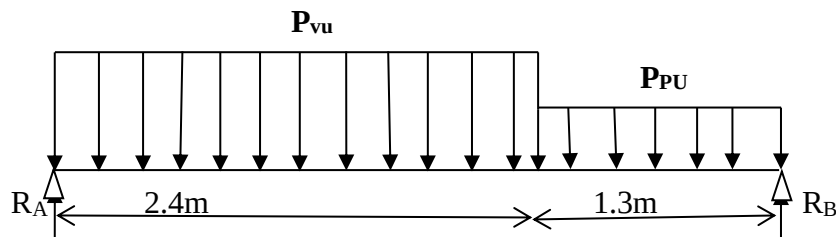
$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 7,94 \text{ Kn/m}^2. \\ G_p = 5,76 \text{ kn/m}^2. \\ Q = 2,5 \text{ kn/m}^2. \end{array} \right.$$

L'ELU :

✦ Sur une bande de 1m on a:

❖ **La volée :** $P_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14,469 \text{ kn/ml.}$

❖ **La palier :** $P_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 11,526 \text{ kn/ml.}$



3) Ferrailage d'escalier :

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14,469 \times 2,4 + 11,526 \times 1,3$$

$$R_A + R_B = 49,709 \text{ kn}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3,7 R_B = 14,469 \times 2,4 \times 1,2 + 11,526 \times 1,3 \times 3,05 \Rightarrow R_B = 23,614 \text{ kn}$$

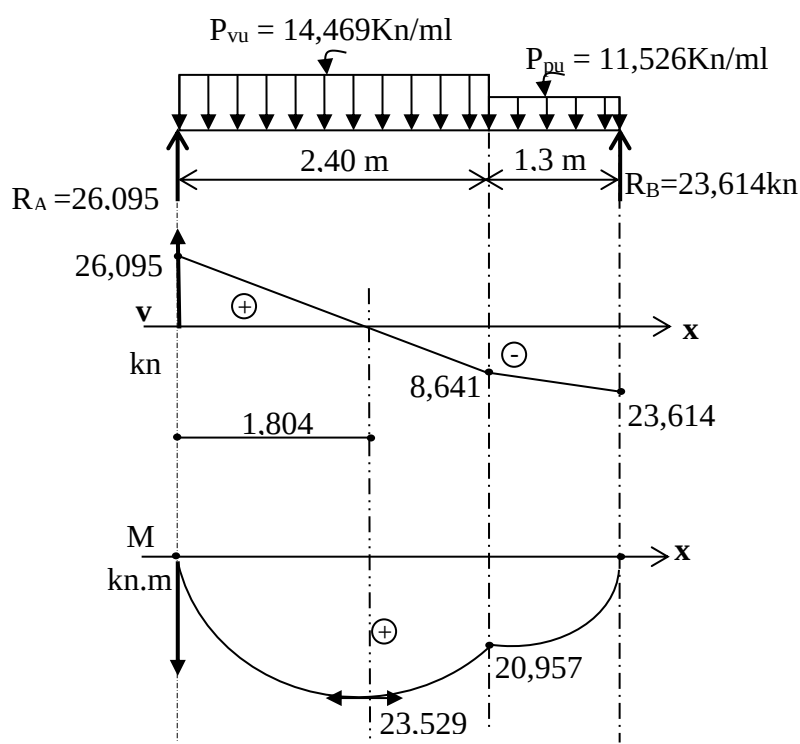
$$\text{Ce qui donne } R_A = 26,095 \text{ kn}$$

b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T_y (KN.m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	$R_A - P_{vu} \cdot x$	$R_A x - P_{vu} x^2 / 2$	0	26,095	0
			2,4	-8,641	20,957
$2,4 \leq x \leq 3,7$	$R_A - P_{vu} \times 2,4 - P_{pu} (x - 2,4)$	$R_A x - (P_{vu} \times 2,4) (x - 1,2) - P_{pu} \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2,4	-38,61	20,957
			3,7	0,75	0

Tableau : Les efforts internes à l'ELU.

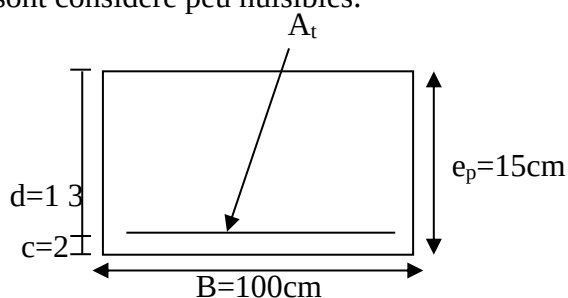
Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1,804m$ d'où $M_z^{max}=23,529 \text{ kn.m}$

**-Diagramme des efforts internes.**

- Ventilation des moments :**

- ❖ **Sur appuis :** $M_{app} = -0,3M_z^{max} = -7,0587 \text{ kn.m}$.
- ❖ **En travée :** $M_t = 0,85M_z^{max} = 18,8232 \text{ kn.m}$.

L'escalier est calculé à la flexion simple à l'E.L.U parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considéré peu nuisibles.



fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	γ_b	γ_s	d(m)	b ₀ (m)	f _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f _e (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.13	1	14.17	348	400

Tableau : Caractéristiques géométriques et mécanique

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{lu} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}}$$

	M (kn.m)	μ	$\mu < \mu_l =$ 0.392	β	A _{lu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} /ml (nØ)	St (cm)
Appui	-7,0587	0.029	Cv→SSA	0,9855	1.51	1,58	3,14 (4HA10)	25
Travée	18,8232	0.078	Cv→SSA	0,959	4,34	1,57	9,23 (6HA14)	15

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$$

	A _r (cm ²)	A _{adop}	St (cm)
Appui	0.785	4HA8 /ml	25
Travée	1.13	4HA8 /ml	25

✓ **Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42/BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

Armatures	Condition	Remarque
Principales	e ≤ min (3h ,33cm) 25cm ≤ 33cm 15cm ≤ 33cm	CV
Répartitions	e ≤ min (4h ,45cm) 25cm ≤ 45cm	CV

✓ **Armatures transversales :**

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \tau_U$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{26095}{130 \times 1000} = 0,2 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \bar{\tau}_U$$

D'après l'article (A.5.2.2) du (BAEL) les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 6 \times \pi \times 14$$

$$\tau_{se} = \frac{26,095 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 6 \times 3,14 \times 14} = 0,85 \text{ MPa}$$

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

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

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

d) Ancrage des barres

$$L_s = (\sigma/4) \times (f_e/\tau_{su})$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} \quad \text{avec } \psi_s = 1 : \text{acier ronds lisse}$$

1,5 : barres HA

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = (1,2/4) \times (400/2,84) = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA.

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

e) Vérification à l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{26,095 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 4 \times 3,14 \times 10} = 1,78 \text{ MPa}$$

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

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi \varnothing$ avec n est le nombre des barres).

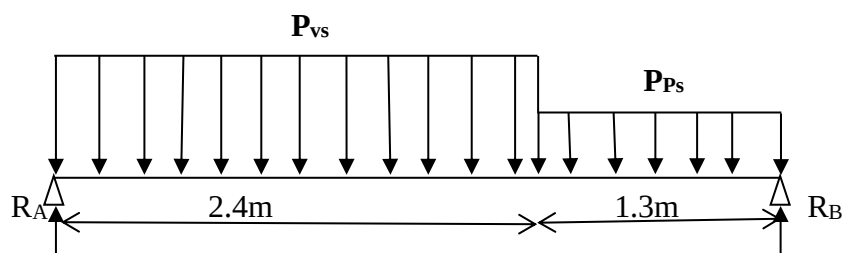
$$\tau_{se} = 1,78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} . \text{ (CV)}$$

4) L'ELS :

Sur une bande de 1m on a:

❖ **La volée :** $P_{vs} = G_v + Q_v = 10,44 \text{ kn/ml.}$

❖ **La palier :** $P_{ps} = G_p + Q_p = 8,26 \text{ kn/ml.}$



a) calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10,44 \times 2,4 + 8,26 \times 1,3$$

$$R_A + R_B = 35,794 \text{ kn}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 3,7 R_B = 10,44 \times 2,4 \times 1,2 + 8,26 \times 1,3 \times 3,05 \Rightarrow R_B = 16,978 \text{ kn}$$

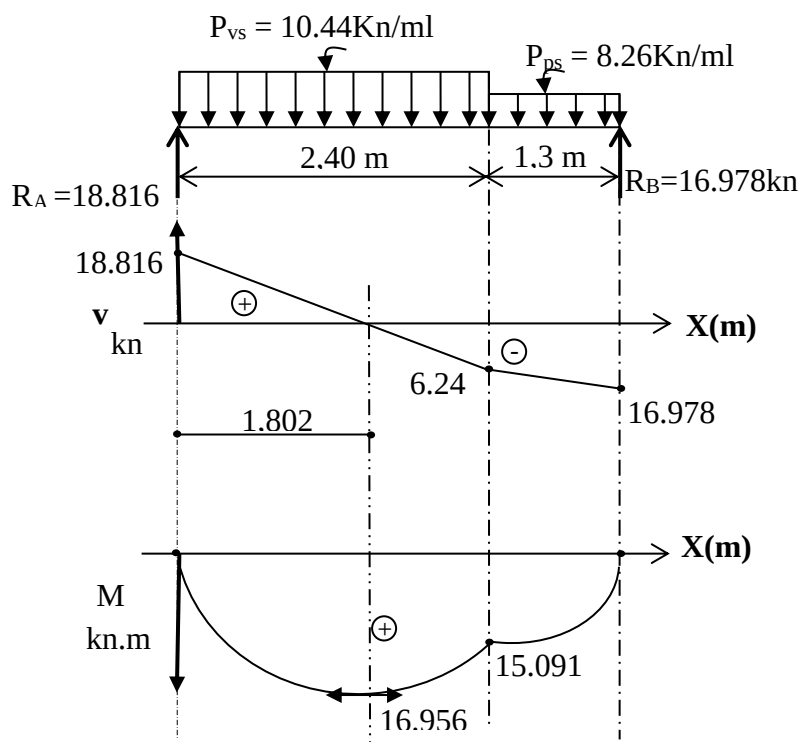
$$\text{Ce qui donne } R_A = 18,816 \text{ kn}$$

b) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,4	R _A - P _{vs} x	R _A x - P _{vs} x ² /2	0	18,861	0
			2,4	-6,24	15,091
2,4 ≤ x ≤ 3,7	R _A - P _{vs} × 2,4 - P _{ps} (x - 2,4)	R _A x - (P _{vs} × 2,4) (x - 1,2) - P _{ps} $\frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2,4	-6,24	15,091
			3,7	-16,978	0

Tableau : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment M_z(x) est maximal pour la valeur de x=1,802m d'où M_z^{max}=16,956 kn.m



-Diagramme des efforts internes.

- **Ventilation des moments :**
 - ❖ **Sur appuis :** $M_{app} = -0.3M_z^{max} = -5.087 \text{ kn.m.}$
 - ❖ **En travée :** $M_t = 0.85M_z^{max} = 13.565 \text{ kn.m.}$

5) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

b) Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.087 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 135.31 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.0207$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0207 \times 135.31 = 2.8 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 13} = 0.71$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.8774 \Rightarrow \alpha_1 = 0.368$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{13.565 \times 10^6}{0.8774 \times 130 \times 923} = 128.85 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.039$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.039 \times 128.85 = 5.03 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{370} = 0.0459 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{17}{370} = 0.0459 \leq \frac{13.565}{10(16.956)} = 0.08 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100 \times 13} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

d) Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t . l^2}{10 . E_v . I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$I_f : \text{Inertie fictive pour les charges de longue durée} ; I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 9.23 \times 13) = 13049.85 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 9.23) = 1638.45 \text{ cm}^2$$

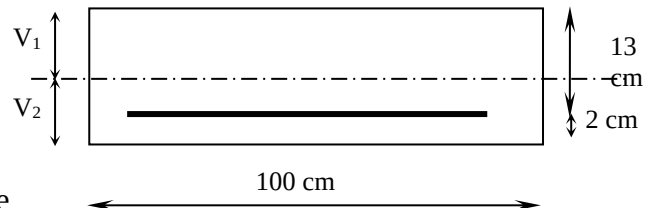
$$\Rightarrow V_1 = \frac{13049.85}{1638.45} = 7.96 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.96 = 7.04 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.96^3 + (7.04)^3) + 15 \times 9.23 \times (7.04 - 2)^2$$

$$I_0 = 31959.25 \text{ cm}^4$$



✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{9.23}{100 \times 13} = 0,0071$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0071 \times ((2 + 3))} = 2.96$$

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

$$\lambda_v = \mathbf{1.184}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 12 \times 8.85 + 2.1} = 0.362$$

$$\mu = \mathbf{0.362}$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive If :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 31959.25}{1 + 1.184 \times 0.362} = 24607.99 \text{ cm}^4$$

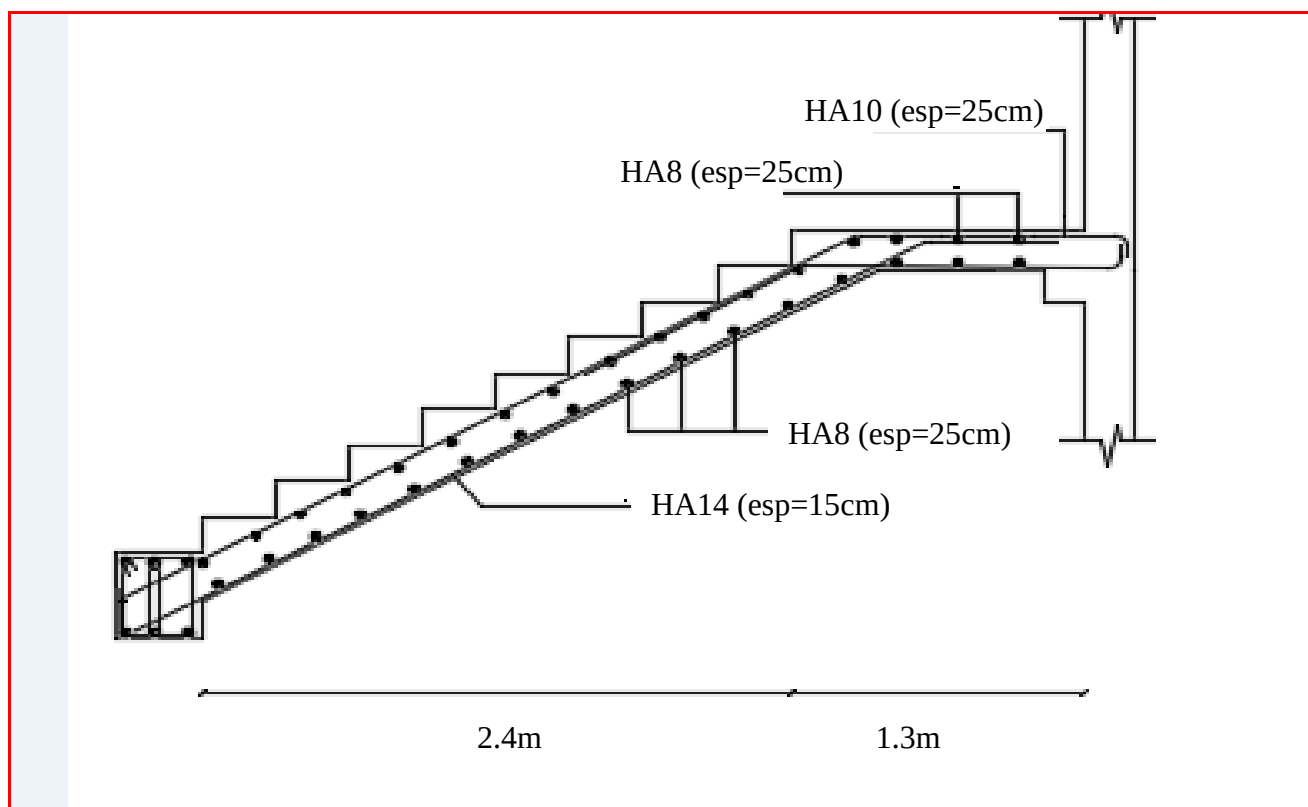
$$I_{fv} = \mathbf{24607.99 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{13.565 \times (3700)^2 \times 10}{10818.86 \times 24607.99} = 6.98 \text{ mm}$$

$$f = \mathbf{6.98 \text{ mm}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

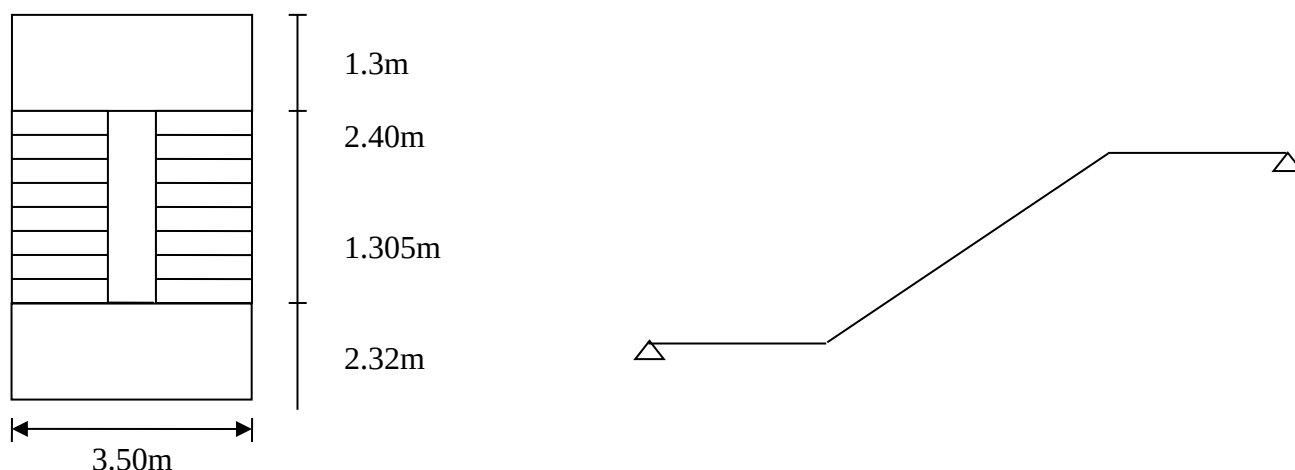
$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Ferraillage de l'escalier cage « 1 » type « 1 »

Type 02 :

Les escaliers sont schématisés de la façon suivante :



- Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $57\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18\text{cm}$

g : giron de la marche avec $g \geq 23\text{ cm}$

n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée : $H = 3,06/2 = 1,53\text{ m}$

-Largeur de la volée : $L_v = 2,40\text{ m}$.

La volée comporte "n" contremarche et "n-1" marche

n = 9

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 16\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 18\text{ cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30\text{ cm} > 23\text{ cm}.$$

Vérification : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64\text{ cm}$

La paillasse est considérée comme une dalle inclinée d'épaisseur « e » telle que :

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29,54^\circ$$

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1.305 + \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.3 = 5.36\text{m}$$

$$\Rightarrow 0,178\text{m} \leq e \leq 0,214\text{m} \quad \Rightarrow \quad e = 20\text{ cm}$$

• **Volée :**

Le calcul sera effectué pour une seule **volée** :

- Poids propre de la paillasse (20 cm) : $(0,20 \times 25) / \cos \alpha = 5,7\text{kn/m}^2$

- Poids propre de la marche (17 cm) : $(0,17 \times 25) / 2 = 2,13\text{ kn/m}^2$

- Chappe (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40\text{ kn/ m}^2$

- Carrelage (2 cm) : $0,02 \times 22 = 0,44\text{ kn/ m}^2$

- Enduit ciment (2 cm) : $0,02 \times 18 = 0,36\text{ kn/m}^2$

-Garde-corps : $= 0,30\text{ kn/m}^2$

Charges permanentes **$G_v = 8,8\text{ kn/m}^2$**

Charges d'exploitation **$Q_v = 2,5\text{ kn/m}^2$**

• **Palier :**

- poids propre du palier	(20 cm)	:	$0,2 \times 25$	= 5	kn/m ²
- Lit de sable	(3 cm)	:	$0,03 \times 17$	= 0,51	kn/m ²
- Chappe	(2cm)	:	$0,02 \times 20$	= 0,40	Kn/ m ²
- Carrelage	(2 cm)	:	$0,02 \times 22$	= 0,44	Kn/ m ²
- Enduit ciment	(2 cm)	:	$0,02 \times 18$	= 0,36	kn/m ²
-Garde-corps				= 0,30	kn/m ²

Charges permanentes	$G_p = 6,47$ kn/m²
Charges d'exploitation	$Q_p = 2,5$ kn/m²

1. Calcul de l'escalier :

2. Combinaison de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 8,8 \text{ KN/m}^2. \\ G_p = 6,47 \text{ kn/m}^2. \\ Q = 2,5 \text{ kn/ml.} \end{array} \right.$$

3. Combinaison des charges et surcharges :

• **Etat limite ultime : ELU :**

Palier : $q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 6,47 + 1,5 \times 2,5 = 12,48 \text{ KN/m}$

Volée : $q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 8,8 + 1,5 \times 2,5 = 15,63 \text{ KN/ml}$

4. Calcul des efforts internes :

a)- Réactions d'appuis :

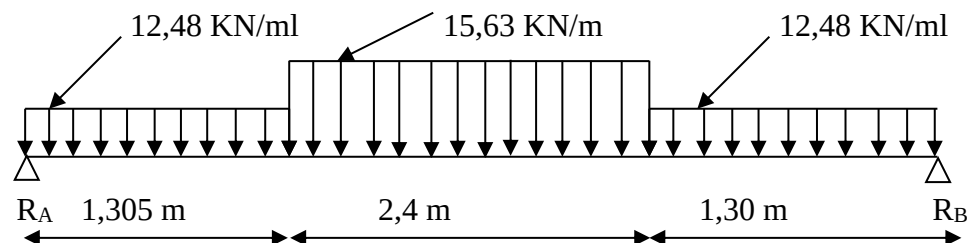


Schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,305 \times 12,48 + 15,63 \times 2,4 + 1,3 \times 12,48 = 70,02 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,3 + 2,4 + 1,305) - 12,48 \times 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,305 \right) - 15,63 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,305 \right) -$$

$$12,48 \times 1,305 \left(\frac{1,305}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 35,015 \text{ KN}$$

$$R_A = 35,005 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,305$	$R_A - P_{pu} x$	$R_A x - P_{pu} x^2/2$	0	35,005	0
			1,305	18,719	35,055
$1,305 \leq x \leq 3,705$	$R_A - P_{pu} \times 1,305 - P_{vu} (x - 1,305)$	$R_A x - (P_{pu} \times 1,305) (x - 1,305) - P_{vu} \frac{(x - 1,305)^2}{2}$	1,305	18,719	35,055
			3,705	-18,793	34,965
$0 \leq x \leq 1.3$	$- R_A + P_{pu} x$	$R_B x - P_{pu} x^2/2$	0	-35,015	0
			1.3	-18,793	34,965

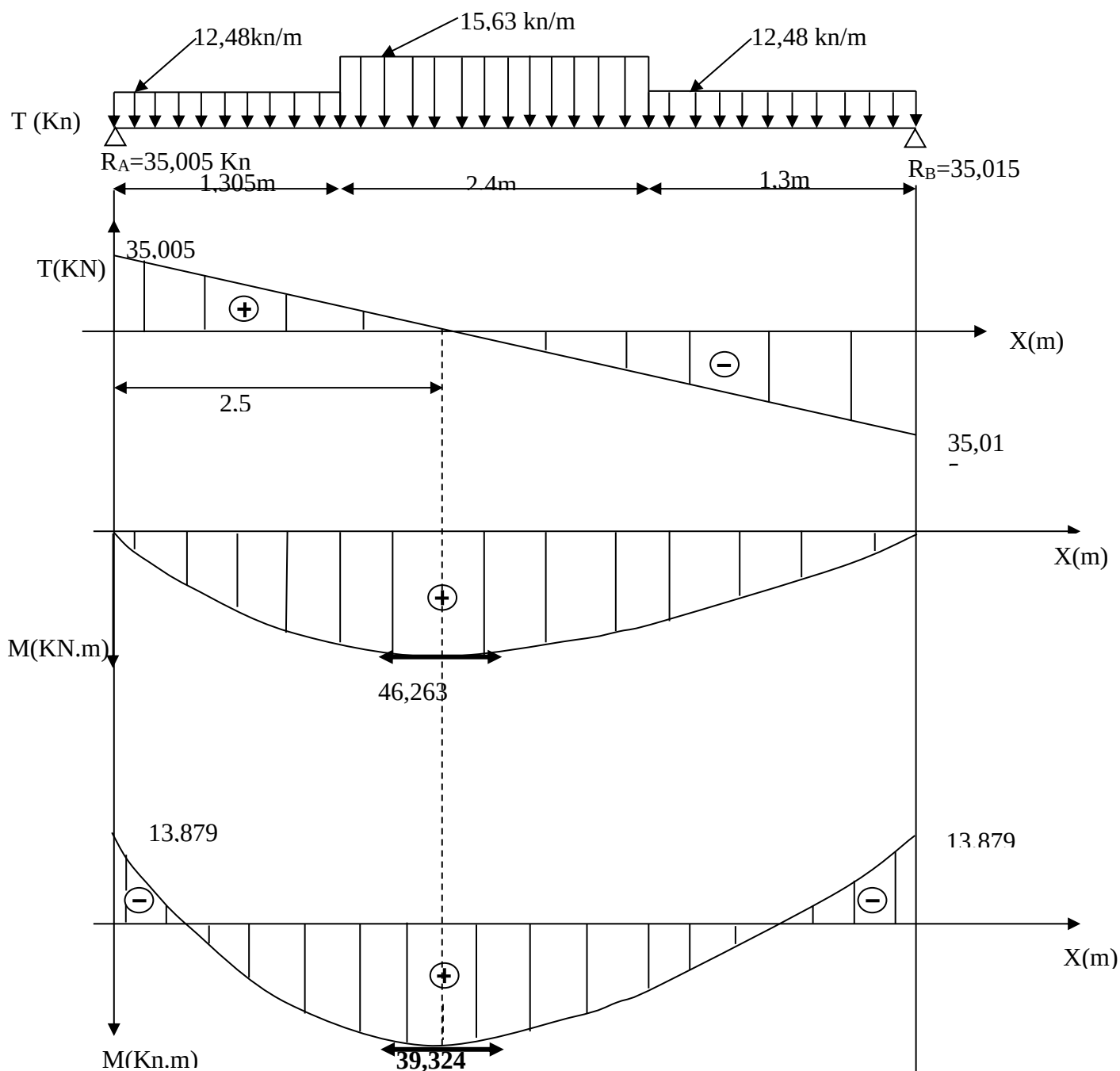
Tableau : Les efforts internes à l'ELU.**Le moment max :**

$$x = 2,5 \text{ m} \quad M(2,5) = 46,263 \text{ KN m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 46,263 = 39,324 \text{ KN m}$$

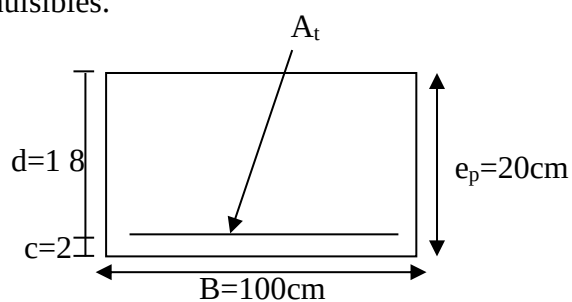
$$M_{appuie} = - 0,3 \times 46,263 = -13,879 \text{ KN m}$$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU



5. Ferrailage :

L'escalier est calculé à la flexion simple à l'E.L.U parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.



fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	γb	γs	d(m)	bo(m)	f bu (MPa)	σs(MPa)	fe (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.18	1	14.17	348	400

Tableau : Caractéristiques géométriques et mécanique

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{lu} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}}$$

	M (kn.m)	μ	μ < μl = 0.392	β	A _{lu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} /ml (nØ)	St (cm)
Appui	-13,879	0.038	Cv→SSA	0,981	2,54	1,932	3,14 (4HA10)	25
Travée	39,324	0.108	Cv→SSA	0,943	7,49	1,932	10,05 (5HA16)	20

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$$

	A _r (cm ²)	A _{adop}	St (cm)
Appui	0.785	4HA8 /ml	25
Travée	2.5	5HA8 /ml	20

✓ **Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42/BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

Armatures	Condition	Remarque
Principales	e ≤ min (3h , 33cm) 25cm ≤ 33cm 20cm ≤ 33cm	CV
Répartitions	e ≤ min (4h , 45cm) 20cm ≤ 45cm	CV

✓ **Armatures transversales :**

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{35015}{180 \times 1000} = 0,195 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \overline{\tau_U}$$

D'après l'article (A.5.2.2) du (BAEL) les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Ancrage des barres**

$$L_s = (\sigma/4) \cdot (f_e / \tau_{su})$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} \quad \text{avec } \psi_s = 1 : \text{acier ronds lisse}$$

$$1,5 : \text{barres HA}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = (1,4/4) \cdot (400/2,84) = 49,3 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,3 = 19,72 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification de la condition d'adhérence en travée : (Art .A.6.13 / BAEL 91).**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \sum U_i = 5 \times \pi \times 16$$

$$\tau_{se} = \frac{35,015 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 5 \times 3,14 \times 16} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Vérification à l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{35,015 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 4 \times 3,14 \times 10} = 1,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi \varnothing$ avec n est le nombre des barres).

$$\tau_{se} = 1,94 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa. (CV)}$$

6. **Etat limite service : ELS :**

$$\text{Palier : } q_s = G_p + Q_p = 6,47 + 2,5 = 8,97 \text{ KN/m}$$

$$\text{Volée : } q_s = G_v + Q_v = 8,8 + 2,5 = 11,3 \text{ KN/ml}$$

a)- Réactions d'appuis :

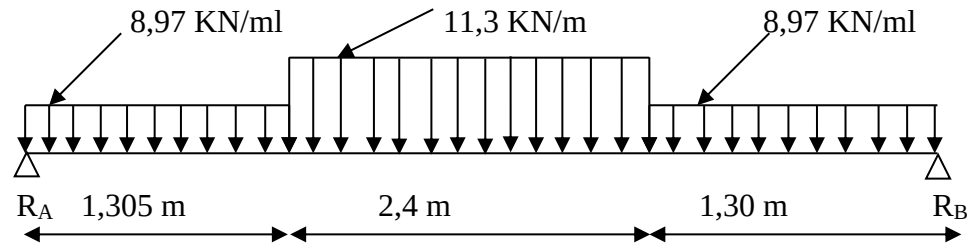


Schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,305 \times 8,97 + 11,3 \times 2,4 + 1,3 \times 8,97 = 50,49 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,3 + 2,4 + 1,305) - 8,97 \times 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,305 \right) - 11,3 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,305 \right) -$$

$$8,97 \times 1,305 \left(\frac{1,305}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 25,246 \text{ KN}$$

$$R_A = 25,244 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,305$	$R_A - P_{pu} x$	$R_A x - P_{pu} x^2/2$	0	25,244	0
			1,305	13,538	25,305
$1,305 \leq x \leq 3,705$	$R_A - P_{pu} \times 1,305 - P_{vu} (x - 1,305)$	$R_A x - (P_{pu} \times 1,305) (x - 0,65) - P_{vu} \frac{(x - 1,305)^2}{2}$	1,305	13,538	25,305
			3,705	13,582	25,253
$0 \leq x \leq 1,3$	$- R_A + P_{pu} x$	$R_B x - P_{pu} x^2/2$	0	-25,246	0
			1,3	-13,582	25,253

Tableau : Les efforts internes à l'ELS.

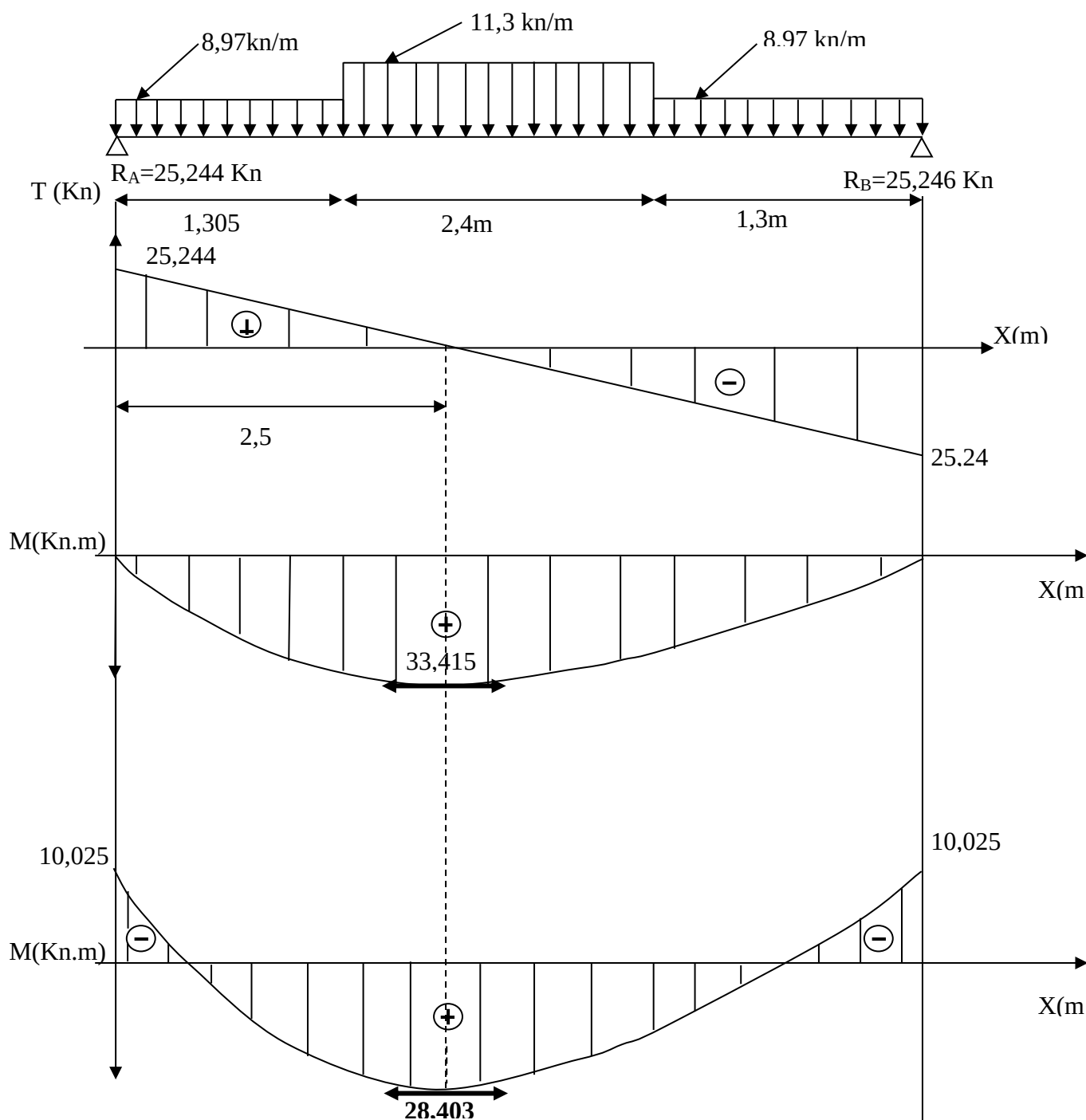
Le moment max :

$$x = 2,5 \text{ m} \quad M(2,5) = 33,415 \text{ KN m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 33,415 = 28,403 \text{ KN m}$$

$$M_{appuie} = -0,3 \times 33,415 = -10,025 \text{ KN m}$$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU



7. Vérification à l'ELS:

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

✓ **2. Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.932 \Rightarrow \alpha_1 = 0.204$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10,025 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 190.31 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.0171$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0171 \times 190.31 = 3.25 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 18} = 0.558$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.888 \Rightarrow \alpha_1 = 0.335$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{28,403 \times 10^6}{0.888 \times 180 \times 1005} = 176.8 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.056$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.056 \times 191.7 = 9.89 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{500,5} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

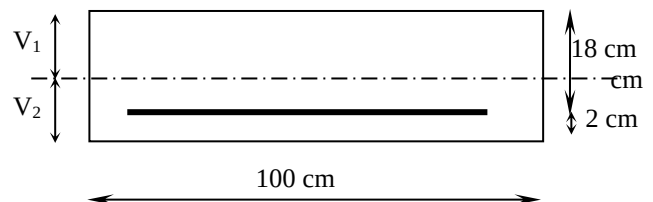
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène



$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 10.05 \times 18) = 22713.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 10.05) = 2150.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22713.5}{2150.75} = 10.6 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.6 = 9.4 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.6)^3 + (9.4)^3) + 15 \times 10.05 \times (9.4 - 2)^2$$

$$I = 75642 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{10.05}{100 \times 18} = 0,0056$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0056 \times ((2 + 3))} = 3.75$$

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

$$\lambda_v = 1.5$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0056 \times 176,8 + 2,1} = 0.39$$

$$\mu = 0.39$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 75642}{1 + 1,5 \times 0,39} = 52496 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{52496 \text{ cm}^4}}$$

$$f = \frac{28.403 \times (5005)^2 \times 10}{10818.86 \times 52496} = 9.98 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{6.98 \text{ mm.}}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5005}{500} = 10.01 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

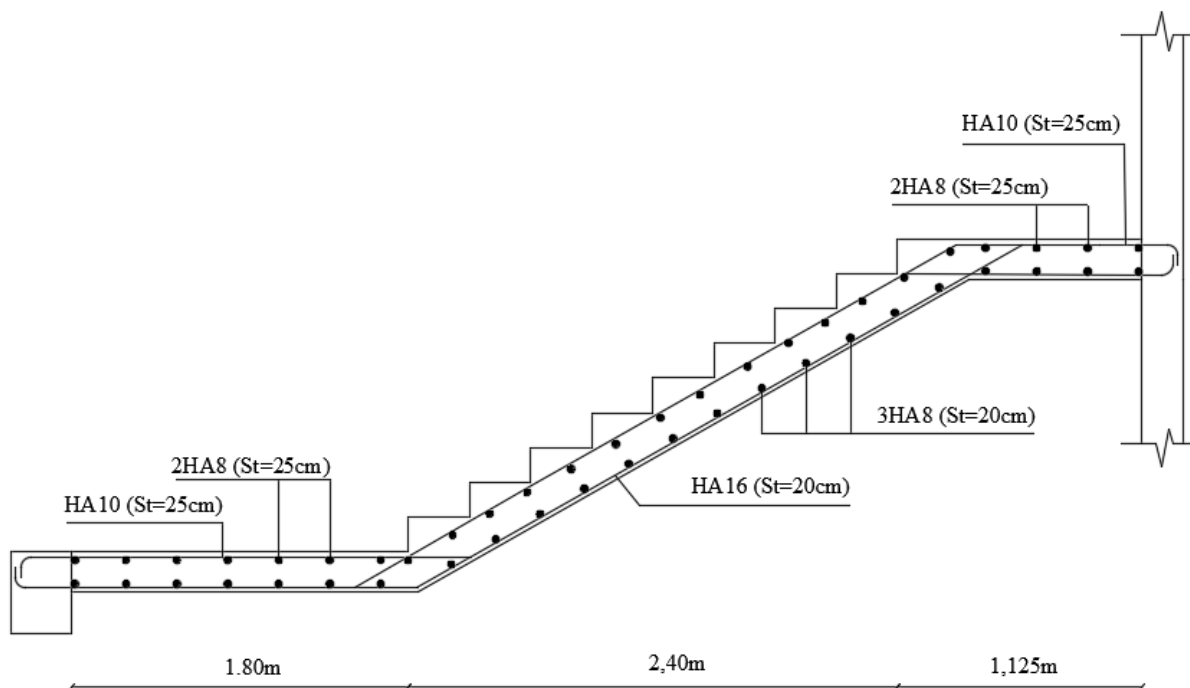
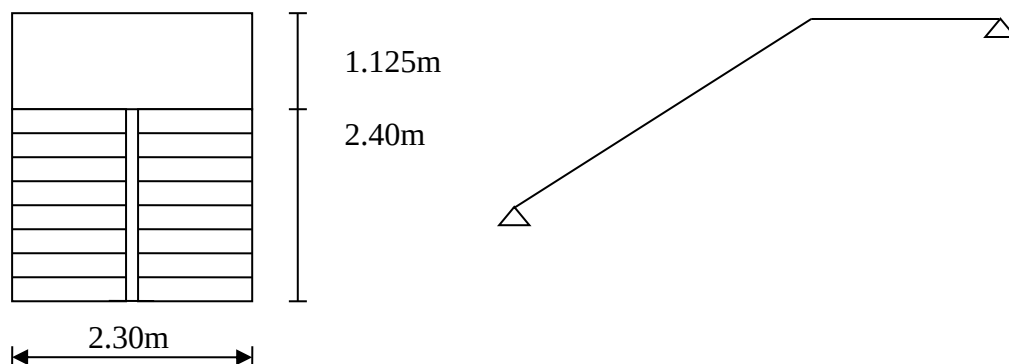


Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

B) Cage d'escalier 02 :

Type 01 :

Les escaliers de SS2 (cage2) sont schématisés de la façon suivante :



Notre escalier « 2 » est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

Détermination de g et h :

n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée : $H=3,06/2 = 1,53$ m

-Largeur de la volée : $L_v=2,40$ m.

Remarque :

Les valeurs de « n, H, L_v » sont les mêmes avec escaliers « 1 » donc :

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

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

La paillasse est considérée comme une dalle sur 2 appuis simples, inclinée d'épaisseur « e »

telle que :
$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29,54^\circ$$

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.125 = 3.88 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0,129 \text{ m} \leq e \leq 0,155 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

• **Volée : le même avec escalier «1»**

le calcul sera effectué pour une seule **volée** :

Charges permanentes $G_v = 7,94 \text{ kn/m}^2$

Charges d'exploitation $Q_v = 2,5 \text{ kn/m}^2$

• **Palier :**

- poids propre du palier	(15 cm)	: $0,15 \times 25$	= $3,75 \text{ kn/m}^2$
- Lit de sable	(3 cm)	: $0,03 \times 17$	= $0,51 \text{ kn/m}^2$
- Chappe	(2cm)	: $0,02 \times 20$	= $0,40 \text{ Kn/ m}^2$
- Carrelage	(2 cm)	: $0,02 \times 22$	= $0,44 \text{ Kn/ m}^2$

Charges permanentes $G_p = 5,1 \text{ kn/m}^2$

Charges d'exploitation $Q_p = 2,5 \text{ kn/m}^2$

1. Combinaison de calcul :

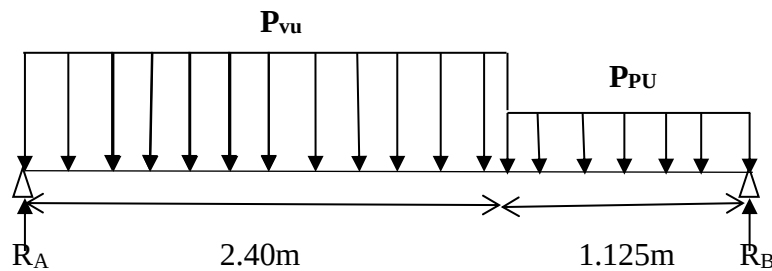
$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 7,94 \text{ Kn/m}^2. \\ G_p = 5,1 \text{ kn/m}^2. \\ Q = 2,5 \text{ kn/m}^2. \end{array} \right.$$

• **L'ELU :**

Sur une bande de 1m on a:

❖ **La volée :** $P_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14,469 \text{ kn/ml.}$

❖ **La palier :** $P_{pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 10,635 \text{ kn/ml.}$



2. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14,469 \times 2,4 + 10,635 \times 1,125$$

$$R_A + R_B = 46,69 \text{ kn}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

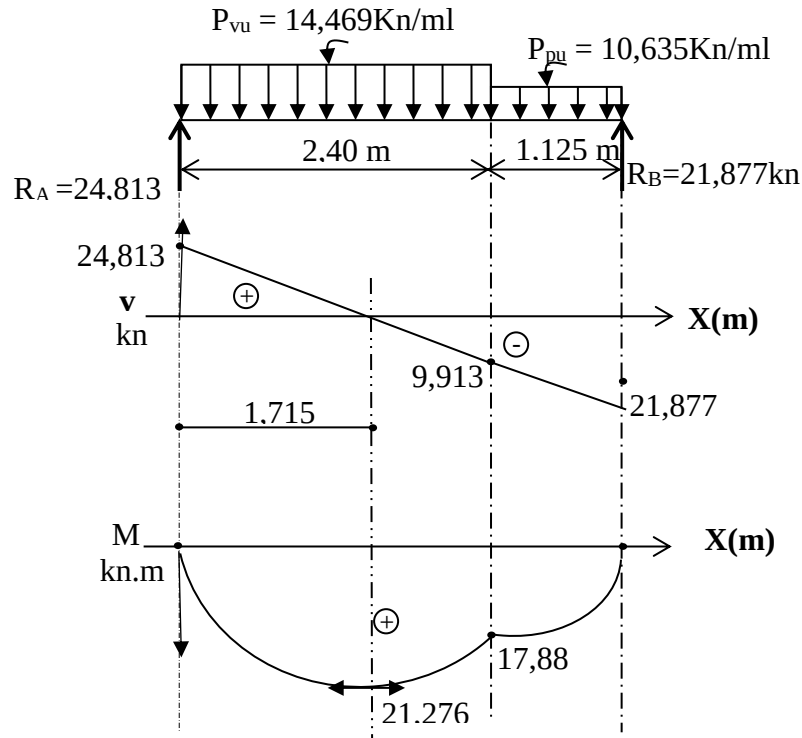
$$\Rightarrow 3,525 R_B = 14,469 \times 2,4 \times 1,2 + 10,635 \times 1,125 \times 2,9625 \Rightarrow R_B = 21,877 \text{ kn}$$

Ce qui donne $R_A = 24,813 \text{ kn}$

3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	$R_A - P_{vu} \cdot x$	$R_A x - P_{vu} x^2/2$	0	24,813	0
			2,4	-9,913	17,88
$2,4 \leq x \leq 3,7$	$R_A - P_{vu} \times 2,4 - P_{pu} (x - 2,4)$	$R_A x - (P_{vu} \times 2,4) (x - 1,2) - P_{pu} \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2,4	-9,913	17,88
			3,525	-21,877	0

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1,715\text{m}$ d'où $M_z^{\max}=21,276 \text{ kn.m}$



-Diagramme des efforts internes.

- **Ventilation des moments :**

- ❖ Sur appuis : $M_{app} = -0.3M_z^{max} = -6.3828 \text{ kn.m.}$

- ❖ En travée : $M_t = 0.85M_z^{max} = 18.0846 \text{ kn.m.}$

4. **Ferraillage :**

L'escalier est calculé à la flexion simple à l'E.L.U parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	b_0 (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.13	1	14.17	348	400

Tableau : Caractéristiques géométriques et mécaniques

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{lu} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

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

	M (kn.m)	μ	$\mu < \mu_l =$ 0.392	β	A_{lu} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop}/ml (nØ)	St (cm)
Appui	-6.3828	0.026	Cv→SSA	0,987	1.43	1,57	3,14 (4HA10)	25
Travée	18,0846	0.076	Cv→SSA	0,960	4,16	1,57	9.23 (6HA14)	15

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$$

	A_r (cm ²)	A_{adop}	St (cm)
Appui	0.785	4HA8 /ml	25
Travée	1.13	4HA8 /ml	25

✓ **Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42/BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

Armatures	Condition	Remarque
Principales	$e \leq \min(3h, 33cm)$ $25cm \leq 33cm$ $15cm \leq 33cm$	CV
Répartitions	$e \leq \min(4h, 45cm)$ $25cm \leq 45cm$	CV

✓ **Armatures transversales :**

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{24813}{130 \times 1000} = 0,19 \text{ MPa} \leq 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \overline{\tau_U}$$

D'après l'article (A.5.2.2) du (BAEL) les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de la condition d'adhérence :** (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 12$$

$$\tau_{se} = \frac{24,813 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 12} = 1,41 \text{ MPa}$$

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

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

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

✓ **Ancrage des barres**

$$L_s = (\sigma/4) \times (f_e / \tau_{su})$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} \quad \text{avec} \quad \psi_s = 1 : \text{acier ronds lisse} \\ 1.5 : \text{barres HA}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = (1.2/4) \times (400/2.84) = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1, 253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification à l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{24.813 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 10} = 1.69 \text{ MPa}$$

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

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi \varnothing$ avec n est le nombre des barres).

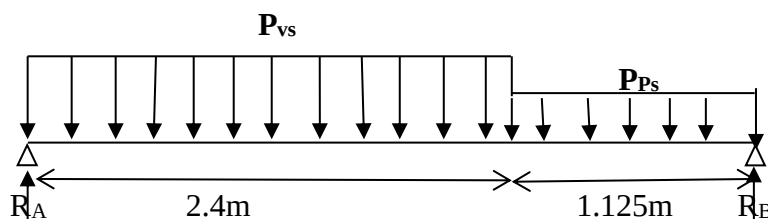
$$\tau_{se} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} . \text{ (CV)}$$

5. L'ELS :

✦ Sur une bande de 1m on a :

❖ **La volée :** $P_{vs} = G_v + Q_v = 10.44 \text{ kn/ml.}$

❖ **Le palier :** $P_{ps} = G_p + Q_p = 7.6 \text{ kn/ml.}$



✓ Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10,44 \times 2,4 + 7,6 \times 1,125$$

$$R_A + R_B = 33,606 \text{ kn}$$

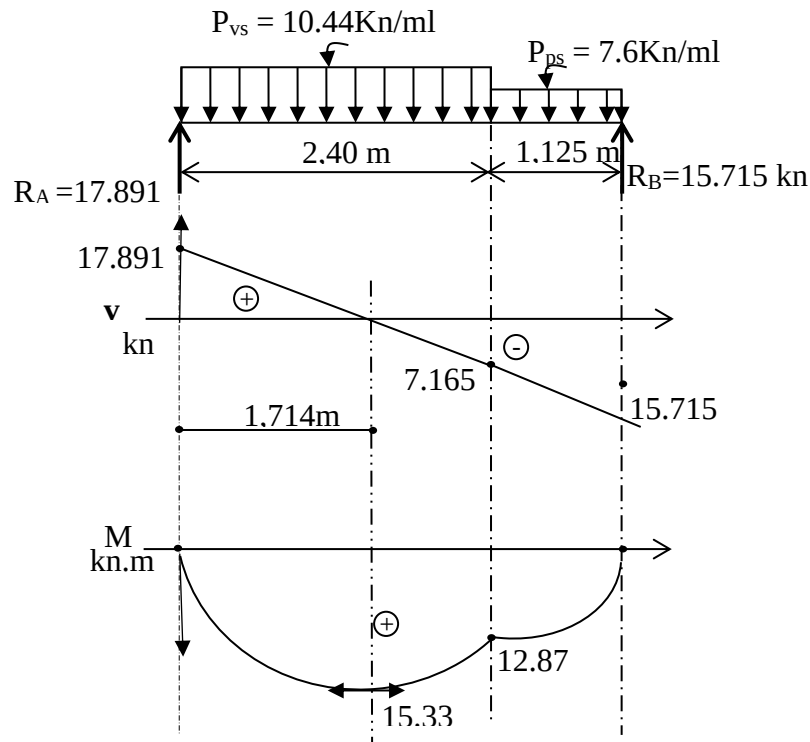
$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3,525 R_B = 10,44 \times 2,4 \times 1,2 + 7,6 \times 1,125 \times 2,9625 \Rightarrow R_B = 15,715 \text{ kn}$$

Ce qui donne $R_A = 17,891 \text{ kn}$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T_y (KN.m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	$R_A - P_{vu} \cdot x$	$R_A x - P_{vu} x^2/2$	0	17,891	0
			2,4	-7,165	12,87
$2,4 \leq x \leq 3,7$	$R_A - P_{vu} \times 2,4 - P_{pu} (x - 2,4)$	$R_A x - (P_{vu} \times 2,4) (x - 1,2) - P_{pu} \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	2,4	-7,165	12,87
			3,525	-15,715	0

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1,714\text{m}$ d'où $M_z^{\max}=15,33 \text{ kn.m}$



-Diagramme des efforts internes.

• Ventilation des moments :

❖ **Sur appuis :** $M_{app} = -0.3M_z^{\max} = -4.599 \text{ kn.m.}$

❖ **En travée :** $M_t = 0.85M_z^{\max} = 13.031 \text{ kn.m.}$

6. Vérification à l'ELS:**✓ Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

✓ 2. Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow \alpha_1 = 0.237$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.599 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 122.33 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.0207$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0207 \times 122.33 = 2.53 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 13} = 0.71$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.8774 \Rightarrow \alpha_1 = 0.368$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{13.031 \times 10^6}{0.8774 \times 130 \times 923} = 123.78 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0.039$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.039 \times 123.78 = 4.8 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{352.5} = 0.0482 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{17}{352.5} = 0.0482 \leq \frac{13.031}{10(15.33)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100 \times 13} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3525}{500} = 7.05 \text{ mm}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 9.23 \times 13) = 13049.85 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 9.23) = 1638.45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{13049.85}{1638.45} = 7.96 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.96 = 7.04 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

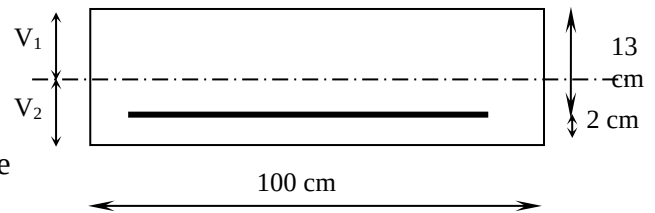
$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.96^3 + (7.04)^3) + 15 \times 9.23 \times (7.04 - 2)^2$$

$$I_0 = 31959.25 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{9.23}{100 \times 13} = 0.0071$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0071 \times ((2 + 3))} = 2.96$$



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

$$\lambda_v = 1.184$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 12 \times 8.85 + 2.1} = 0.362$$

$$\mu = 0.362$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 31959.25}{1 + 1.184 \times 0.362} = 24607.99 \text{ cm}^4$$

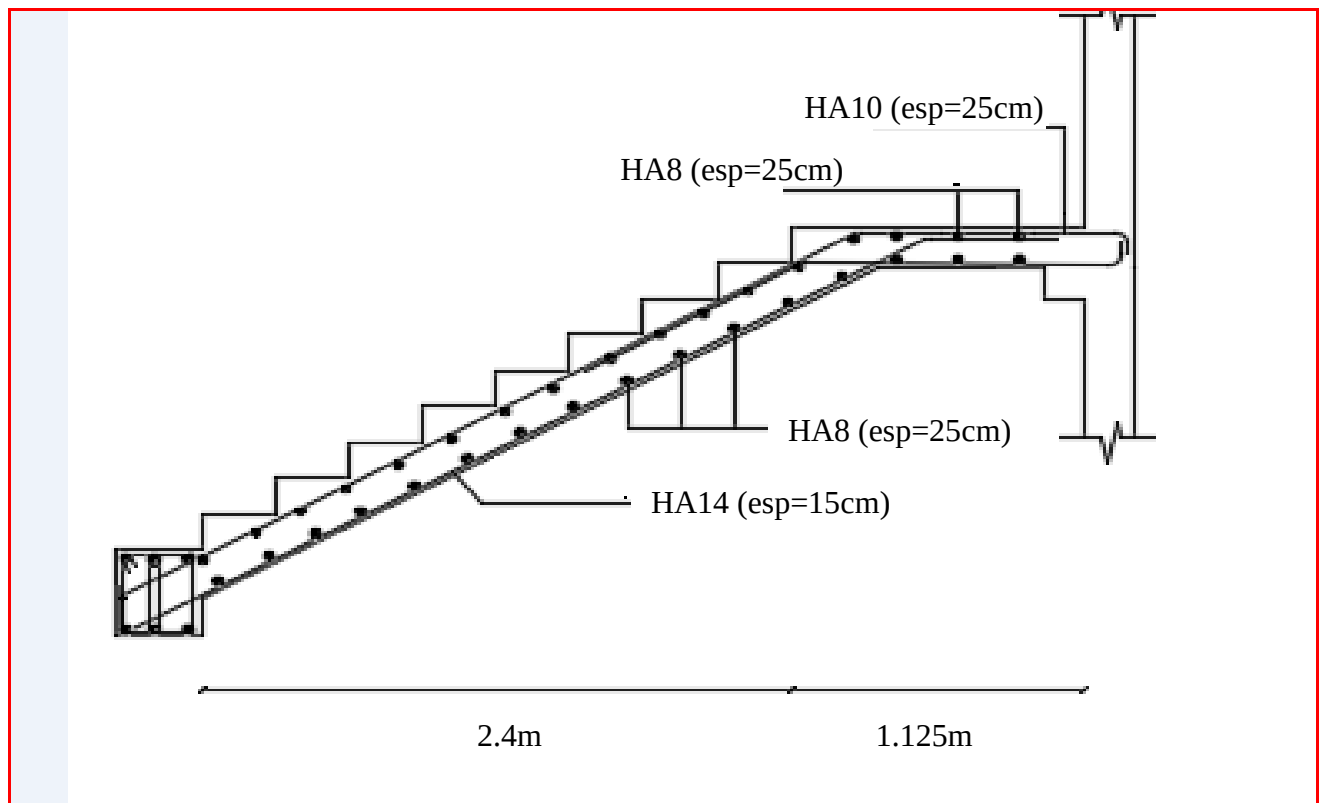
$$I_{fv} = \underline{\underline{24607.99 \text{ cm}^4}}$$

$$f = \frac{13.031 \times (3525)^2 \times 10}{10818.86 \times 24607.99} = 6.08 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{6.08 \text{ mm.}}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3525}{500} = 7.05 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

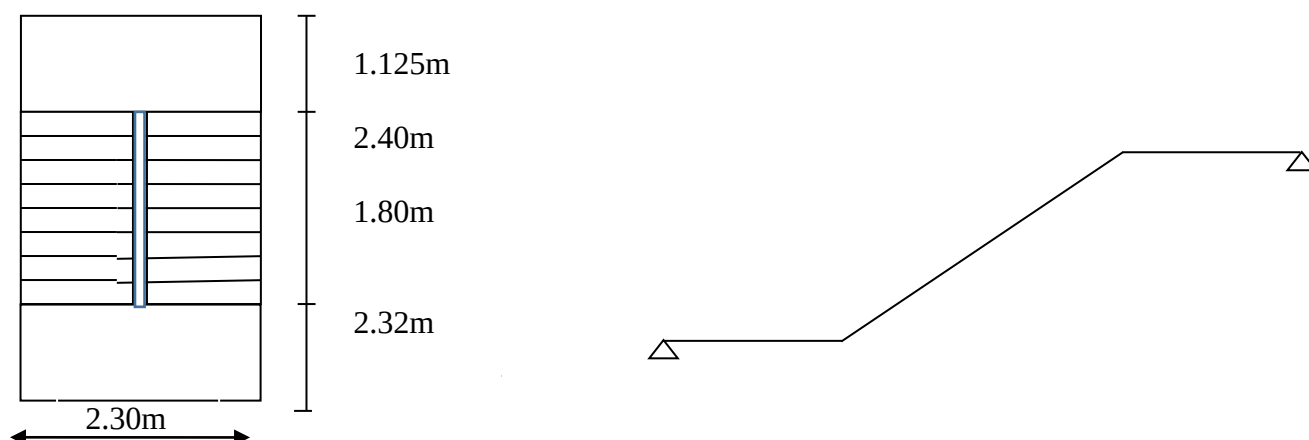


Ferrailage de l'escalier cage « 2 » type « 1 »

Cage d'escalier 02 :

Type 02 :

Les escaliers sont schématisés de la façon suivante :



Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

- Détermination de g et h :
- n = 9 contre marches
- Hauteur de la volée : $H=3,06/2 = 1,53$ m
- Largeur de la volée : $L_v=2,40$ m.

Remarque :

Les valeurs de « n, H, L_v » sont les mêmes avec escaliers « 1 étages courants » donc :

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

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

La paillasse est considérée comme une dalle, inclinée d'épaisseur « e » telle que :

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29,54^\circ$$

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1,8 + \frac{2,4}{\cos \alpha} + 1,125 = 5,68 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0,189 \text{ m} \leq e \leq 0,227 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

• **Escalier :**

• **Volée :**

Le calcul sera effectué pour une seule **volée** :

- Poids propre de la paillasse (20 cm)	:	$(0,2 \times 25) / \cos \alpha = 5,74 \text{ kn/m}^2$
- Poids propre de la marche (17 cm)	:	$(0,17 \times 25) / 2 = 2,13 \text{ kn/m}^2$
- Chappe (2cm)	:	$0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kn/m}^2$
- Carrelage (2 cm)	:	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kn/m}^2$
- Enduit ciment (2 cm)	:	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kn/m}^2$
-Garde-corps	:	$= 0,30 \text{ kn/m}^2$
Charges permanentes		$G_v = 9,37 \text{ kn/m}^2$
Charges d'exploitation		$Q_v = 2,5 \text{ kn/m}^2$

• **Palier :**

- poids propre du palier	(20 cm)	: 0,2×25	= 5 kn/m ²
- Lit de sable	(3 cm)	: 0,03×17	= 0,51 kn/m ²
- Chappe	(2cm)	: 0,02×20	= 0,40 Kn/ m ²
- Carrelage	(2 cm)	: 0,02×22	= 0,44 Kn/ m ²
- Enduit ciment	(2 cm)	: 0,02×18	= 0,36 kn/m ²
-Garde-corps			= 0,30 kn/m ²

Charges permanentes	G_p = 7,01 kn/m²
Charges d'exploitation	Q_p = 2,5 kn/m²

1. Combinaison de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 9,37 \text{ KN/m}^2. \\ G_p = 7,01 \text{ kn/m}^2. \\ Q = 2,5 \text{ kn/ml.} \end{array} \right.$$

2. Combinaison des charges et surcharges :

• **Etat limite ultime : ELU :**

Palier : $q_u = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 7,01 + 1,5 \times 2,5 = 13,21 \text{ KN/m}$

Volée : $q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 9,37 + 1,5 \times 2,5 = 16,4 \text{ KN/ml}$

3. Calcul des efforts internes :

a)- Réactions d'appuis :

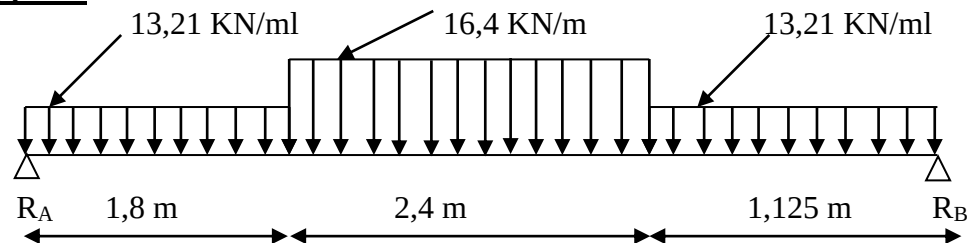


Schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,8 \times 13,21 + 16,4 \times 2,4 + 1,125 \times 13,21 = 78 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,8 + 2,4 + 1,125) - 13,21 \times 1,125 \left(\frac{1,125}{2} + 2,4 + 1,8 \right) - 16,4 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,8 \right) -$$

$$13,21 \times 1,8 \left(\frac{1,8}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 39,485 \text{ KN}$$

$$R_A = 38,515 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,8$	$R_A - P_{pu} x$	$R_A x - P_{pu} x^2/2$	0	38,515	0
			1,8	14,737	47,927
$1,8 \leq x \leq 4,2$	$R_A - P_{pu} \times 1,8 - P_{vu} (x - 1,8)$	$R_A x - (P_{pu} \times 1,8) (x - 0,9) - P_{vu} \frac{(x-1,8)^2}{2}$	1,8	14,737	47,927
			4,2	-24,623	36,064
$0 \leq x \leq 1,125$	$- R_A + P_{pu} x$	$R_B x - P_{pu} x^2/2$	0	-39,485	0
			1,125	-24,623	36,064

Tableau : Les efforts internes à l'ELU.**Le moment max :**

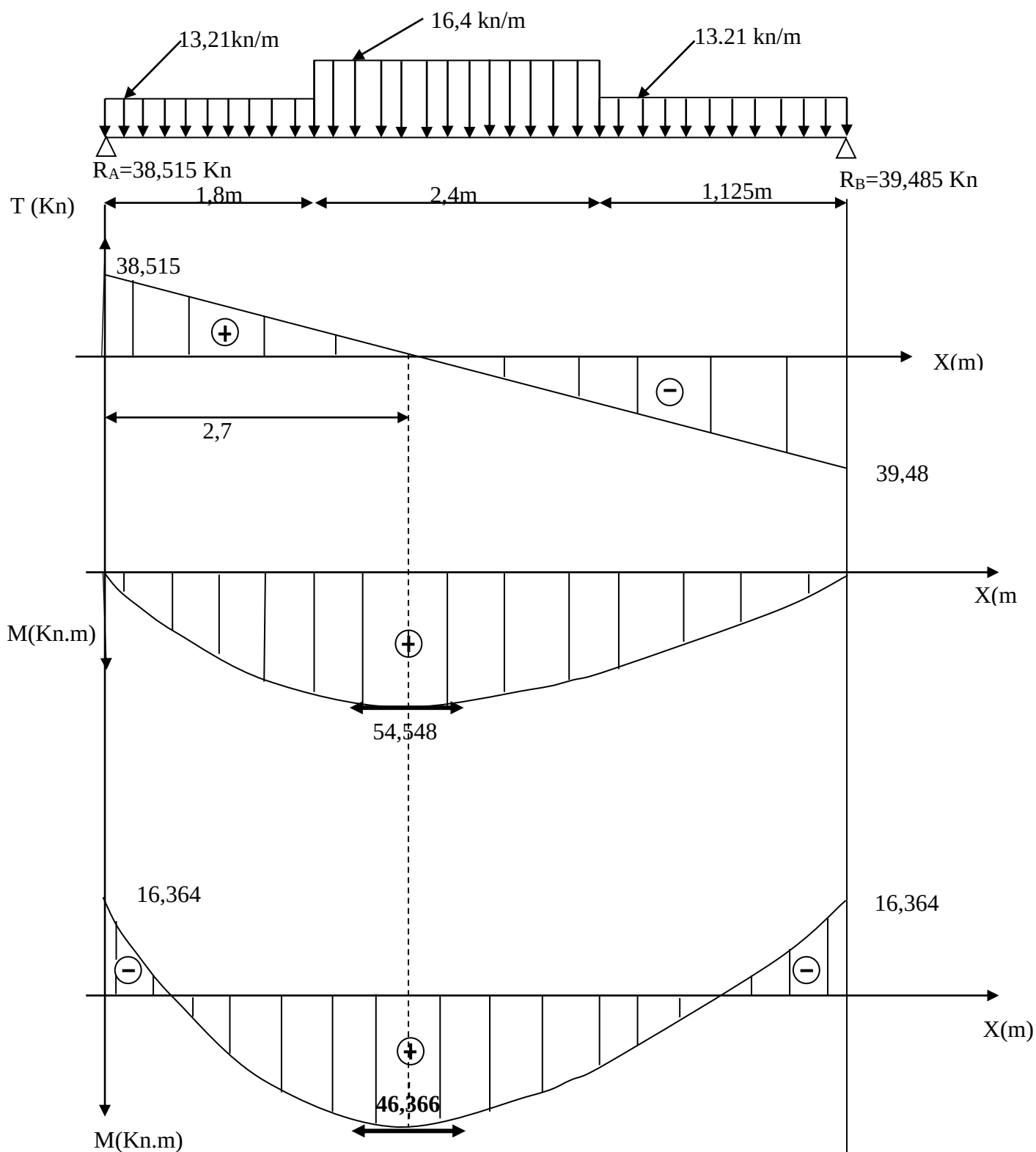
$$x = 2,7 \text{ m} \quad M(2,7) = 54,548 \text{ KN m}$$

Correction des moments :

$$M_{travée} = 0,85 \times 54,548 = 46,366 \text{ KN m}$$

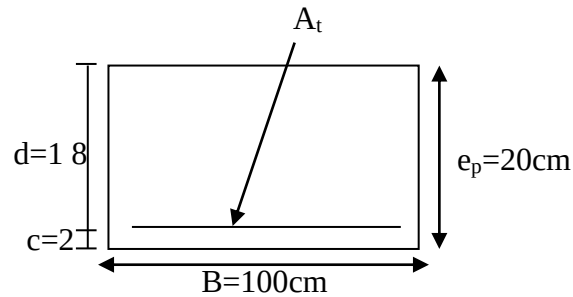
$$M_{appuie} = - 0,3 \times 54,548 = -16.364 \text{ KN m}$$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU



4. Ferrailage :

L'escalier est calculé à la flexion simple à L'E.L.U parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considéré peu nuisibles.



fc28 (MPa)	ft28 (MPa)	γ_b	γ_s	d(m)	b_o(m)	f _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f _e (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.18	1	14.17	348	400

Tableau : Caractéristiques géométriques et mécanique

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,174 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_{lu} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

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

	M (kn.m)	μ	$\mu < \mu_l =$ 0.392	β	A _{lu} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} /ml (nØ)	St (cm)
Appui	-16,364	0.036	Cv→SSA	0,982	2,66	2,174	3,14 (4HA10)	25
Travée	46,366	0.101	Cv→SSA	0,9465	7,54	2,174	10,05 (5HA16)	20

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$$

	A _r (cm ²)	A _{adop}	St (cm)
Appui	0.785	4HA8 /ml	25
Travée	2.5	5HA8 /ml	20

✓ **Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42/BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

Armatures	Condition	Remarque
Principales	$e \leq \min(3h, 33\text{cm})$ $25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ $20\text{cm} \leq 33\text{cm}$	CV
Répartitions	$e \leq \min(4h, 45\text{cm})$ $20\text{cm} \leq 45\text{cm}$	CV

✓ **Armatures transversales :**

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{38515}{180 \times 1000} = 0,214 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \bar{\tau}_U$$

D'après l'article (A.5.2.2) du (BAEL) les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Ancrage des barres**

$$L_s = (\sigma_s / 4) * (f_e / \tau_{su})$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} \quad \text{avec } \psi_s = 1 : \text{acier ronds lisse}$$

$$1,5 : \text{barres HA}$$

$$\tau_{su} = 0,6 * (1,5)^2 * 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = (1,4/4) * (400/2,84) = 49,3 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,3 = 19,72 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification de la condition d'adhérence en travée :** (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 5 \times \pi \times 16$$

$$\tau_{se} = \frac{38,515 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 5 \times 3,14 \times 16} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

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

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

✓ **Vérification à l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 10$$

$$\tau_{se} = \frac{38,515 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 4 \times 3.14 \times 10} = 1,94 \text{ MPa}$$

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

$\sum \mu_i$ est la somme des périmètres des barres ($\sum \mu_i = n\pi \varnothing$ avec n est le nombre des barres).

$$\tau_{se} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} . \text{ (CV)}$$

5. **Etat limite service : ELS :**

Palier : $q_{ps} = G_p + Q_p = 7,01 + 2,5 = 9,51 \text{ KN/m}$

Volée : $q_{vs} = G_v + Q_v = 9,37 + 2,5 = 11,87 \text{ KN/ml}$

a)- Réactions d'appuis :

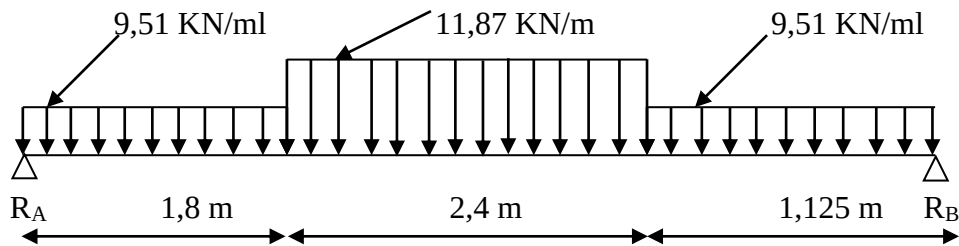


Schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,8 \times 9,51 + 11,87 \times 2,4 + 1,125 \times 9,51 = 56,3 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,8 + 2,4 + 1,125) - 9,51 \times 1,125 \left(\frac{1,125}{2} + 2,4 + 1,8 \right) - 11,87 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,8 \right) -$$

$$9,51 \times 1,8 \left(\frac{1,8}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 28,511 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,789 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,8$	$R_A - P_{ps} x$	$R_A x - P_{ps} x^2/2$	0	27,789	0
			1,8	10,671	34,614
$1,8 \leq x \leq 4,2$	$R_A - P_{ps} \times 1,8 - P_{vs} (x - 1,8)$	$R_A x - (P_{ps} \times 1,8) (x - 0,9) - P_{vs} \frac{(x-1,8)^2}{2}$	1,8	10,671	34,614
			4,2	-17,817	26,039
$0 \leq x \leq 1,125$	$- R_A + P_{ps} x$	$R_B x - P_{ps} x^2/2$	0	-28,511	0
			1,125	-17,817	26,039

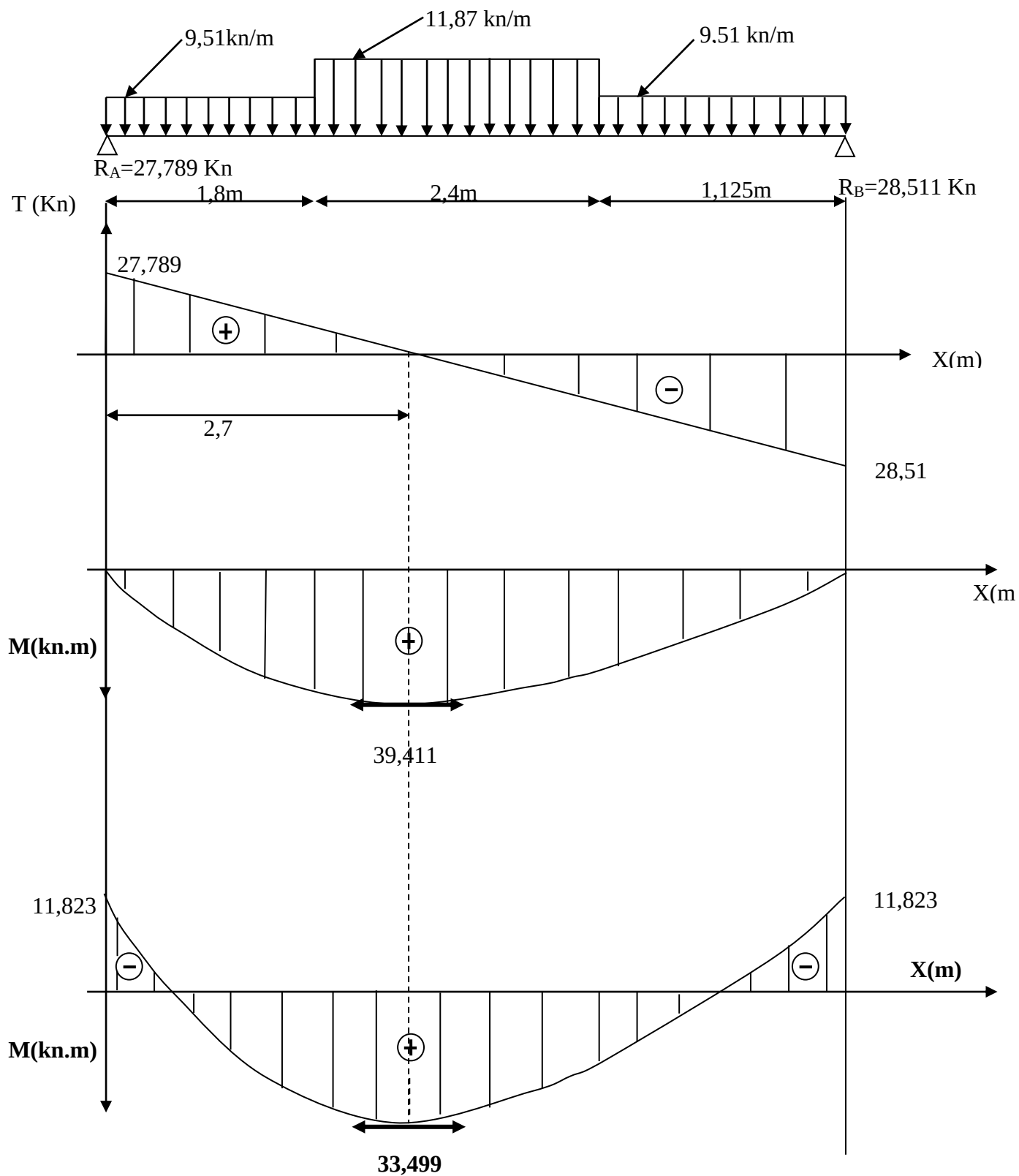
Tableau : Les efforts internes à l'ELS.**Le moment max :**

$$x = 2,7 \text{ m} \quad M(2,7) = 39,411 \text{ KN m}$$

$$M_{travée} = 0,85 \times 39,411 = 33,499 \text{ KN m}$$

$$M_{appuie} = - 0,3 \times 39,411 = -11,823 \text{ KN m}$$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU



6. Vérification à l'ELS:✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✓ **2. Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow \alpha_1 = 0,204$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{11,823 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 224,44 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0,0171$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,0171 \times 224,44 = 3,8 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 18} = 0,558$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,888 \Rightarrow \alpha_1 = 0,335$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{33,499 \times 10^6}{0,888 \times 180 \times 1005} = 210,43 \text{ MPa}$$

$$k = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) = 0,056$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,056 \times 210,43 = 11,79 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{532,5} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

la condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 10.05 \times 18) = 22713.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 10.05) = 2150.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22713.5}{2150.75} = 10.6 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.6 = 9.4 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.6)^3 + (9.4)^3) + 15 \times 10.05 \times (9.4 - 2)^2$$

$$I = 75642 \text{ cm}^4$$

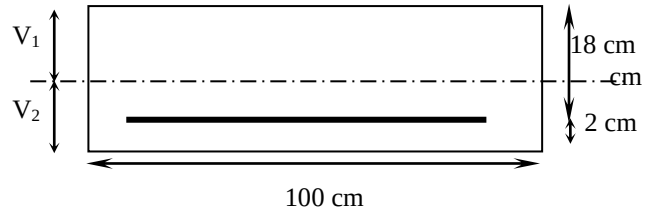


Figure III.33

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{10.05}{100 \times 18} = 0.0056$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0056 \times ((2 + 3))} = 3.75$$

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

$$\lambda_v = 1.5$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0056 \times 176.8 + 2.1} = 0.39$$

$$\mu = 0.39$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 75642}{1 + 1.5 \times 0.39} = 52496 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \underline{\underline{52496 \text{ cm}^4}}$$

$$f = \frac{33.5 \times (5325)^2 \times 10}{10818.86 \times 52496} = 10.03 \text{ mm}$$

$$f = \underline{\underline{10.03 \text{ mm}}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5325}{500} = 10.65 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

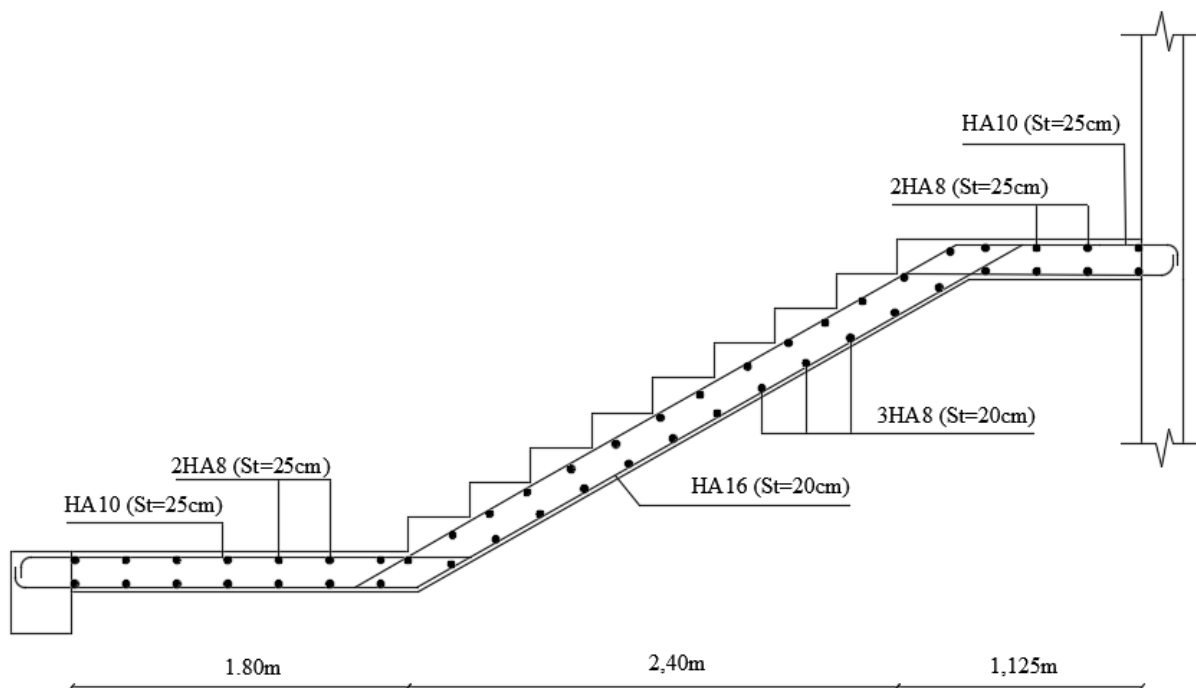


Schéma de ferrailage de l'escalier cage « 2 » type « 2 »

III.8) Etude de la poutre palière :

1) Pré dimensionnement de la poutre :

a) La hauteur :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$L = (450 - 25 = 425 \text{ cm})$; 25 cm la largeur de la poutre principale.

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifié 2003)

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

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 42,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$ (pour que la condition du RPA soit vérifiée et aussi pour des raisons constructives)

b) La largeur :

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

Vérification du rapport $\frac{h_t}{b}$:

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors on opte pour la poutre du chaînage d'une section de **(25x40) cm²**

2) Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $25 \times 0,4 \times 0,25 = 2,50 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation Q $2,50 \text{ KN/ml}$.

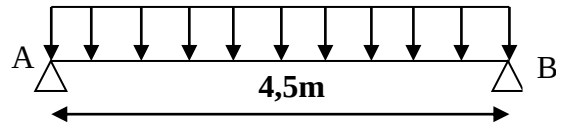


Fig. III.8.1 Schéma statique de la poutre

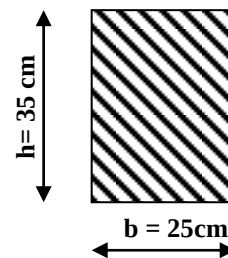


Fig. III-8-2 : Les dimensions de la poutre palière.

- L'effort tranchant à l'appui A :

$$\text{ELU : } T_u = R_A = 39,485 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_A = 28,511 \text{ kN/ml}$$

3) Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35.G + T_u = 1,35 \times 2,5 + 39,485 = 42,86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_s = 2,5 + 28,511 = 31,011 \text{ KN/ml}$$

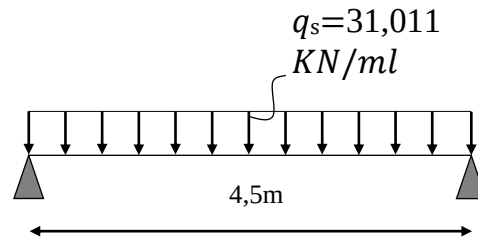
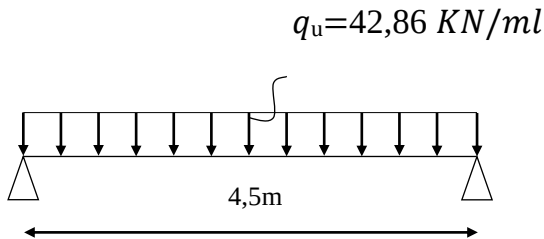


Fig. III-8-3: Schéma de chargement à l'ELU

Fig. III-8-4: Schéma de chargement à l'ELS

4) Calcul des efforts à l'ELU :

- **Le moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{42,86 \times 4,50^2}{8} = 108,49 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42,86 \times 4,50}{2} = 96,435 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 108,49 = -32,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 108,49 = 92,22 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

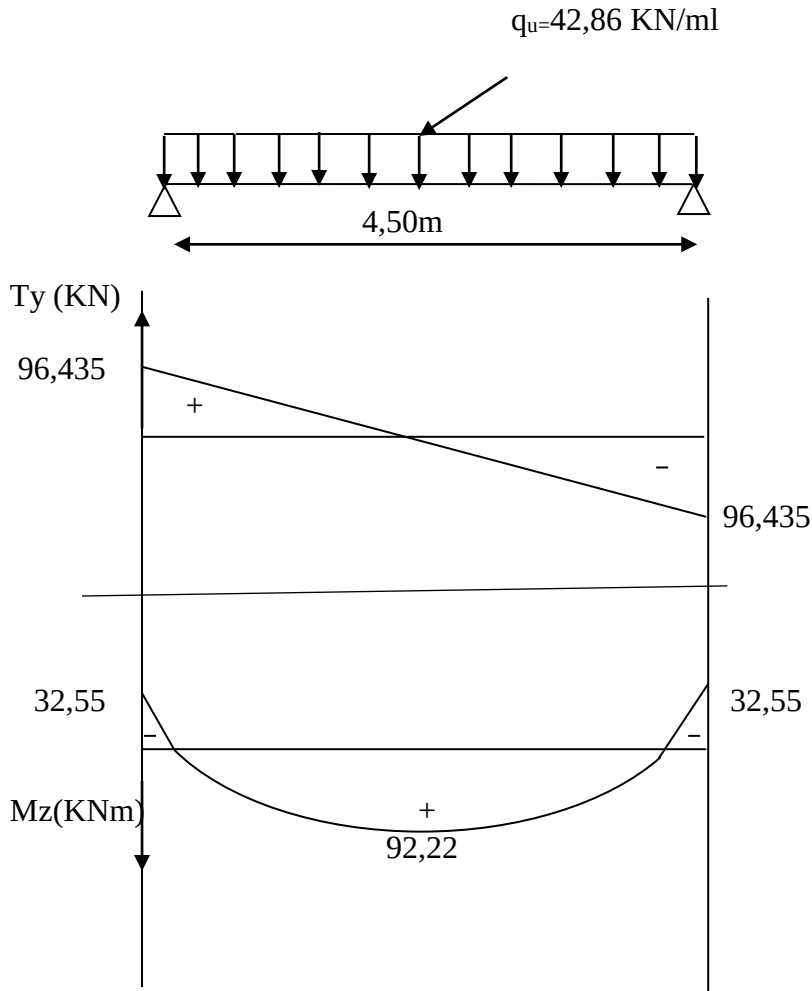


Fig. III-8-5 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

5) Calcul des armatures :

a) Aux appuis

$$M_{au} = 32,55 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{32,55 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14,2} = 0,064 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

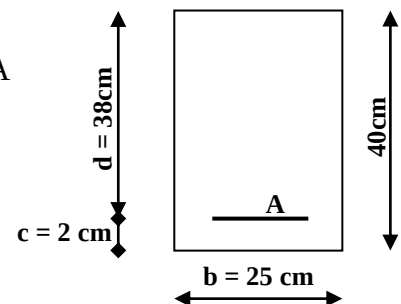
$$\mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32,55 \times 10^6}{0,967 \times 380 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm²

b) En travée :

$$M_{tu} = 92,22 \text{ KN.m.}$$



$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{92,22 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14.2} = 0,180 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,18 \Rightarrow \beta = 0,9$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{92,22 \times 10^6}{0,9 \times 380 \times 348} = 7,75 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm²

RPA exige que :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

$$4,52 + 8,04 = 12,56 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 40}{100} = 5 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

6) Les différentes vérifications à l'ELU (BAEL 91, modifié 99/Art. A.4.2.1) :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \leq A$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 38 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{seu} = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{96,435 \cdot 10^3}{0,9 \times 380 \times 4 \times 3,14 \times 16} = 1,01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 1,4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

i) L'influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u \max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u \max} \leq 0,4 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 38 \times 0,9 \frac{25}{1,5} \times 25 = 570 \text{ KN.}$$

$$T_{u \max} = 96,435 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

ii) L'influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0,9.d} \right)$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(96,435 \times 10^3 - \frac{32,55 \times 10^6}{0,9 \times 380} \right) = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 3,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\zeta_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\zeta}_u$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\zeta_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{96,435 \times 10^3}{250.380} = 1,02 \text{ MP}$$

$$\zeta_u = 1,02 \text{ MPA} < \bar{\zeta}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

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

$$l_s = \frac{400 \times 1,6}{4 \times 2,835} \Rightarrow l_s = 56,44 \text{ cm}$$

Vu que « l_s » est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 56,44 = 23 \text{ cm.}$$

7) Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22) :**a) Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min\left(\frac{40}{35}; \Phi_l; \frac{25}{10}\right) \Rightarrow \Phi \leq \min(1,14; 1,6; 2,5) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 11,4 \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et un étrier de $\Phi 8$ mm.

b) Espacement des armatures transversales (BAEL 91 ; Art. A.7.51.22) :

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 38; 40) = 34,2 \text{ cm}$$

$$St \leq 34,2 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{4,52 \times 400}{25 \times 25} = 2,9 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

8) Vérification selon le RPA 99 : (Art. A.7.5.2.2)

a) L'espacement des armatures transversales :

i) En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\right) = \min\{10; 19,2; 30\} \text{ cm}$$

$$St \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

ii) En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

iii) La quantité d'armatures :

* Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1\text{cadre} + 1\text{étrier}) = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

9) Les différents calculs à l'ELS :

a) Calcul des efforts internes :

i) Le moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{31,011 \times 4,50^2}{8} = 78,5 \text{ KN.m}$$

ii) L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{31,011 \times 4.50}{2} = 69,77 \text{ KN}.$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 78,5 = -23,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 78,5 = 66,73 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

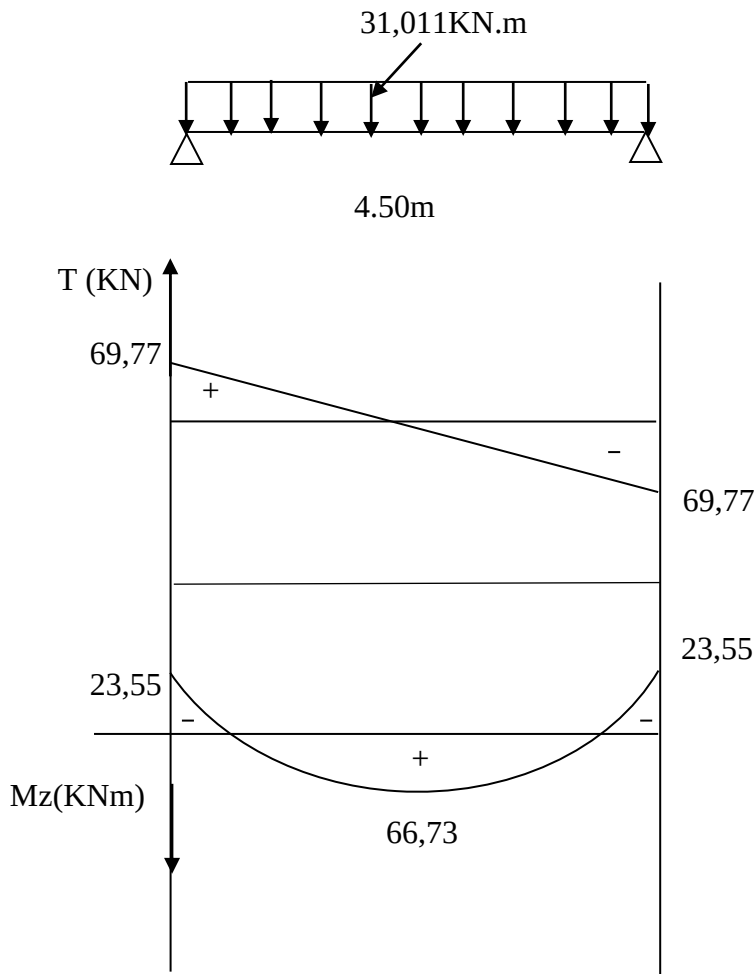


Fig. III-8-6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

10) Les différentes vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

i) Aux appuis :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100.4,52}{25 \times 38} = 0,472$$

$$\rho_1 = 0,472 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \Rightarrow k_1 = 33,08$$

$$\sigma_s = \frac{23,55 \times 10^6}{0,896 \times 380 \times 4,52 \times 10^2} = 153,02 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{153,02}{33,08} = 4,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

ii) En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100.8,04}{25 \times 38} = 0,848$$

$$\rho_1 = 0,848 \Rightarrow \beta_1 = 0,869 \Rightarrow k_1 = 23,17$$

$$\sigma_s = \frac{66,73 \times 10^6}{0,869 \times 380 \times 8,04 \times 10^2} = 251,34 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{251,34}{23,17} = 10,85 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

c) Etat limite de déformation : (BAEL 91, modifié/Art. A.4.6)

Avant s'opter à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition est vérifiée

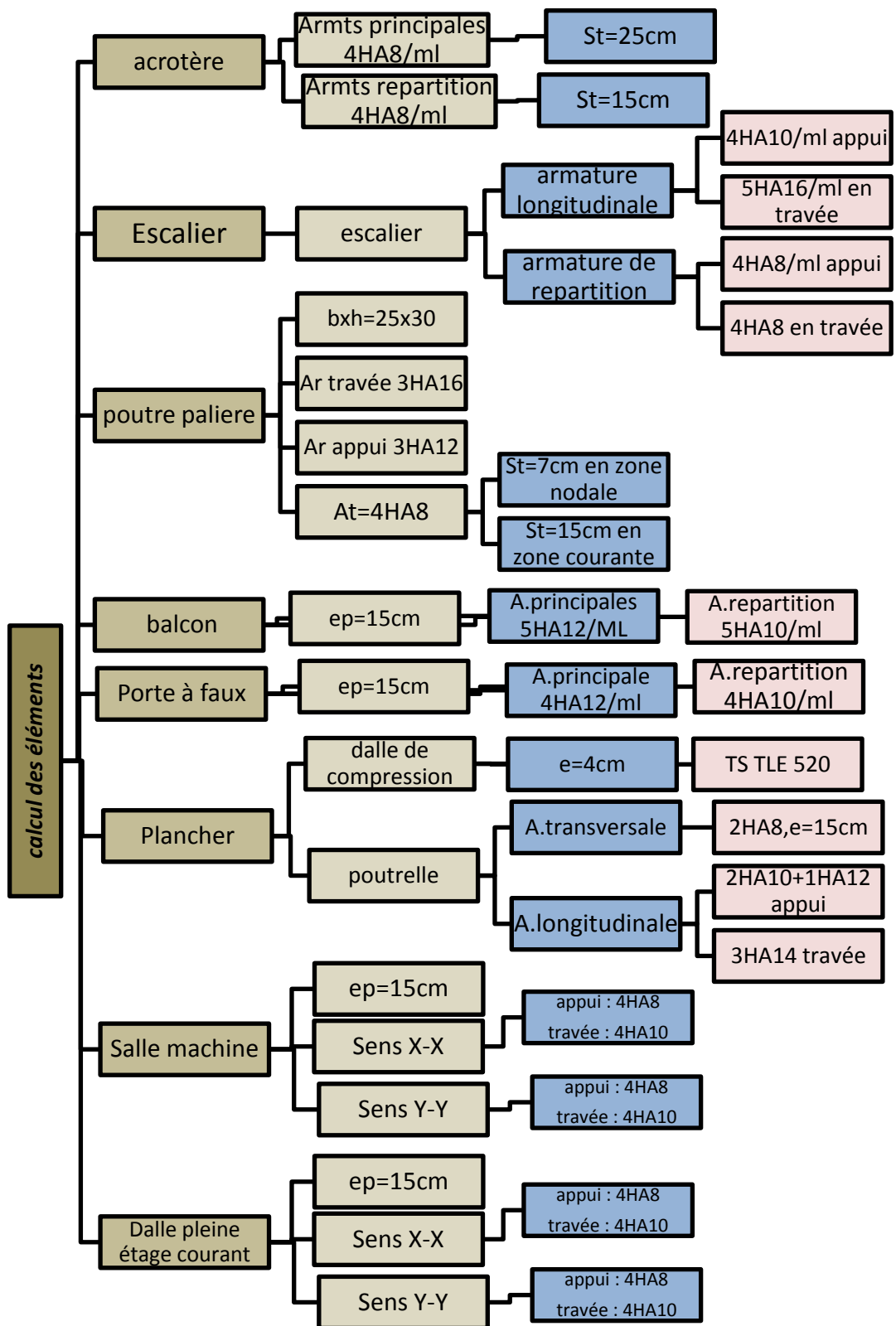
$$\frac{h}{L} = 0,088 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{66,73}{10.78,5} = 0,085$$

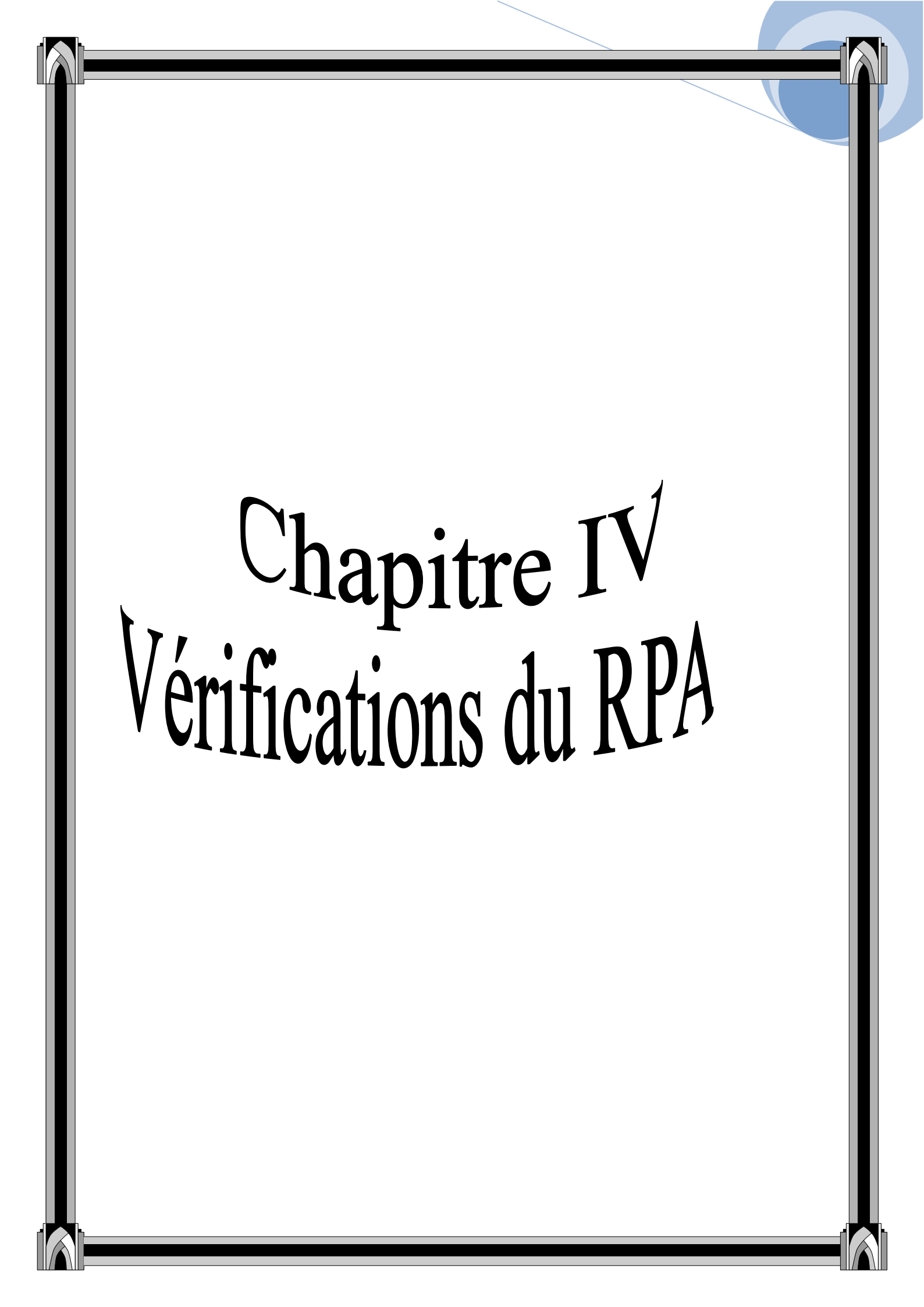
La condition est vérifiée

$$\frac{A}{b.d} = \frac{8,04}{25 \times 38} = 0,0085 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

La condition est vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire





Chapitre IV

Vérifications du RPA

I) Introduction :

Dans ce chapitre, nous visons un double objectif :

- Définir les différents chargements introduits dans l'ETABS.
- Faire toutes les vérifications exigées par le règlement et extraire les valeurs nécessaires, du fichier résultat, dont on aura besoin ultérieurement.

II) Vérification des résultats du (ETABS), selon le R.P.A. version 2003 :

Avant d'exploiter les résultats du l'ETABS, on doit vérifier les conditions suivantes

➤ **Modes de vibration :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.562173	68.7643	1.2946	0.0000	68.7643	1.2946	0.0000
2	0.546079	1.4041	64.9074	0.0000	70.1684	66.2020	0.0000
3	0.430668	0.0270	0.0075	0.0000	70.1954	66.2096	0.0000
4	0.161242	16.0525	0.0001	0.0000	86.2478	66.2096	0.0000
5	0.134431	0.0002	18.5195	0.0000	86.2480	84.7291	0.0000
6	0.105062	0.0046	0.0040	0.0000	86.2526	84.7331	0.0000
7	0.078410	6.0469	0.0002	0.0000	92.2994	84.7333	0.0000
8	0.061704	0.0001	3.8088	0.0000	92.2996	88.5421	0.0000
9	0.056731	0.0509	2.6925	0.0000	92.3505	91.2346	0.0000
10	0.056606	0.2298	0.7020	0.0000	92.5803	91.9367	0.0000
11	0.052233	0.0000	0.0192	0.0000	92.5803	91.9559	0.0000
12	0.048261	2.7517	0.0000	0.0000	95.3320	91.9559	0.0000
13	0.047585	0.1068	0.0072	0.0000	95.4387	91.9631	0.0000
14	0.035225	0.0051	3.4121	0.0000	95.4438	95.3752	0.0000
15	0.034707	1.4559	0.0146	0.0000	96.8998	95.3898	0.0000
16	0.033186	0.0016	0.0000	0.0000	96.9013	95.3898	0.0000
17	0.032511	0.0158	0.0002	0.0000	96.9172	95.3901	0.0000
18	0.032453	0.0052	0.0000	0.0000	96.9224	95.3901	0.0000
19	0.032414	0.0008	0.0015	0.0000	96.9232	95.3915	0.0000
20	0.032406	0.0074	0.0002	0.0000	96.9306	95.3917	0.0000
21	0.032371	0.0038	0.0000	0.0000	96.9344	95.3917	0.0000
22	0.032330	0.0068	0.0000	0.0000	96.9413	95.3917	0.0000
23	0.032234	0.0051	0.0029	0.0000	96.9464	95.3946	0.0000
24	0.031926	0.2394	0.0072	0.0000	97.1858	95.4018	0.0000
25	0.029505	0.0015	0.0063	0.0000	97.1872	95.4082	0.0000
26	0.026740	0.0000	0.1509	0.0000	97.1873	95.5590	0.0000
27	0.026652	0.0014	0.0216	0.0000	97.1887	95.5807	0.0000
28	0.026572	0.1200	0.0186	0.0000	97.3087	95.5993	0.0000
29	0.026499	0.0003	0.0044	0.0000	97.3090	95.6037	0.0000
30	0.026481	0.0800	0.0040	0.0000	97.3889	95.6077	0.0000

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Dans le sens x-x : 7 modes à retenir

Dans le sens y-y : 9 modes à retenir

Dans notre cas on prend le cas les plus défavorables c-à-d 9 modes de vibration

III)Vérification de l'effort tranchant à la base :

1) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

2) Calcul des coefficients A,D,R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 :

Site Meuble $\rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

Les exigences de RPA : $\xi = 10\%$ pour les voiles en béton armé

$\xi = 7\%$ pour les portiques en béton armé

On suppose le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où $\Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.70$ vérifiée

IV) Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, donc :

$$T = \left\{ C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

- h_n : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_n = 36,72$.

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

Selon le cas 4 du Tableau (4-6) du RPA

D'où : $T = 0.05(36.72)^{3/4} = 0.75s$.

$T_2 = 0.5s$

$T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}}$$

Suivant $L_x \Rightarrow T_x = 0,639 s$

Suivant $L_y \Rightarrow T_y = 0,75 s$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3) du RPA.

Les valeurs de A, D, R, Ct et T sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Période caractéristique	$T_x = 0,639 \text{ s}$	Tablea 4.7
	$T_y = 0,75 \text{ s}$	
Coefficient Ct	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	$D_x = 1.62$	formule 4.2
	$D_y = 1,4$	
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

Tableau IV-6- Tableau donnant les valeurs de (A, D, R, T, Ct)

$W_T = 69997,09 \text{ KN}$ (poids total de la structure).

1) Calcul de Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

❖ **Régularité en plan :**

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Condition non vérifiée.

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x :

Condition non vérifiée → pénaliser de 0,05

Sens y-y :

Condition non vérifiée → pénaliser de 0,05

→ La régularité en plan n'est pas vérifiée $P_{1x} = P_{1y} = 0,05$

❖ Régularité en élévation :**Sens x-x :**

Condition vérifiée

Sens y-y :

Condition vérifiée

→ La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

❖ Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un trumeau ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal à 0,67.

→ Condition non vérifiée dans les deux sens. $P_{x3} = P_{y3} = 0,05$

❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x :

Condition non vérifiée $P_{4x} = 0$

Suivant y-y :

Condition vérifiée. $P_{4y} = 0$

❖ Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$

Conclusion :

$Q_x = 1,1$ et $Q_y = 1,1$

Application numérique :

$$V_x = 3742,04 \text{ KN}$$

$$V_y = 3233,86 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 2995,62 \text{ KN} > 80\% V_x = 2993,63 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2594,52 \text{ KN} > 80\% V_y = 2587,088 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

V) Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage ; les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

$$\Delta_{k+1} - \Delta_k < 1\% h_t$$

Niv	$\delta k(x)$	$\delta k(y)$	Δx	Δy	$< 1\% h$	OBS
Dalle salle machine	0,0173	0,0153	0,0006	0,0007	0,027	vérifier
Terrasse	0,0164	0,0146	0,0009	0,0011	0,0306	vérifier
ETG8	0,0151	0,0131	0,0011	0,0011	0,0306	vérifier
ETG7	0,0137	0,0117	0,0012	0,0012	0,0306	vérifier
ETG6	0,0122	0,0102	0,0012	0,0012	0,0306	vérifier
ETG5	0,0106	0,0087	0,0013	0,0012	0,0306	vérifier
ETG4	0,009	0,0072	0,0013	0,0012	0,0306	vérifier
ETG3	0,0073	0,0057	0,0014	0,0011	0,0306	vérifier
ETG2	0,0056	0,0043	0,0013	0,001	0,0306	vérifier
ETG1	0,004	0,003	0,0012	0,0009	0,0306	vérifier
RDC	0,0026	0,0019	0,001	0,0007	0,0306	vérifier
S-SOL2	0,0013	0,0009	0,0008	0,0006	0,0306	vérifier
S-SOL1	0,0004	0,0003	0,0004	0,0002	0,0306	vérifier

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

VI) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou souplesse de la structure.
- 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 ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand l'effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans sont ensemble.
- **Le petit l'effet P- δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA version 2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligée 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.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K-1.

h_k : Hauteur de l'étage K.

Niv.	Hk(m)	P(KN)	Sens X-X			Sens Y-Y			Obs.
			$\Delta k(m)$	Vk(KN)	Θ_x	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	Θ_y	
DSM	2.7	179.16	0,0006	18.97	0.0021	0,0007	179.16	0.0019	OK
TRS	3.06	6440.83	0,0009	402.79	0.005	0,0011	6440.83	0.0059	OK
ETG8	3.06	5501.09	0,0011	851.03	0.002	0,0011	5501.09	0.002	OK
ETG7	3.06	5501.09	0,0012	1223.73	0.0018	0,0012	5501.09	0.002	OK
ETG6	3.06	5657.15	0,0012	1561.24	0.0014	0,0012	5657.15	0.0016	OK
ETG5	3.06	5657.15	0,0013	1867.86	0.0013	0,0012	5657.15	0.0013	OK
ETG4	3.06	5657.15	0,0013	2135.39	0.0011	0,0012	5657.15	0.0012	OK
ETG3	3.06	5831.57	0,0014	2364.03	0.0011	0,0011	5831.57	0.001	OK
ETG2	3.06	5831.57	0,0013	2555.28	0.0009	0,001	5831.57	0.0009	OK
ETG1	3.06	5831.57	0,0012	2707.72	0.0008	0,0009	5831.57	0.0007	OK
RDC	3.06	6024.35	0,001	2826.4	0.0007	0,0007	6024.35	0.0006	OK
S-SOL2	3.06	5940.5	0,0008	2923.03	0.0005	0,0006	5940.5	0.0005	OK
S-SOL1	3.06	5943.93	0,0004	2977.75	0.0003	0,0002	5943.93	0.0001	OK

Conclusion :

Dans les deux sens on a le coefficient $\theta k < 0.10$ pour chaque niveau .donc les effets du second ordre peuvent être négligée.

VII)Vérification de l'excentricité :

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Les résultats s'afficheront sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
SS1	D1	13,319	8,811	13,056	8,839	0,263	-0,028
SS2	D2	13,221	8,93	13,077	8,808	0,144	0,122
RDC	D3	13,223	9,089	13,106	8,825	0,117	0,264
ET1	D4	13,226	9,088	13,138	8,853	0,088	0,235
ET2	D5	13,226	9,088	13,17	8,878	0,056	0,21
ET3	D6	13,23	9,087	13,199	8,898	0,031	0,189
ET4	D7	13,233	9,086	13,225	8,916	0,008	0,17
ET5	D8	13,233	9,086	13,249	8,93	-0,016	0,156
ET6	D9	13,237	9,085	13,269	8,942	-0,032	0,143
ET7	D10	13,24	9,084	13,286	8,951	-0,046	0,133
ET8	D11	13,215	9,062	13,297	8,957	-0,082	0,105
TERRASSE	D12	13,07	9,097	13,301	8,958	-0,231	0,139
Dalle salle machine	D13	13,1	5,6	13,015	5,667	0,085	-0,067

Avec : $e_x = X_{CM} - X_{CR}$

$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

❖ **Comparaison des résultats :**

1) **Sens longitudinal :**

$5\%L_y \geq e_y$

$0.05 \times 18.75 = 0.94 > 0.264$ condition vérifiée.

2) **Sens transversal :**

$5\%L_x \geq e_x$

$0.05 \times 26.7 = 1.34 > 0.263$ condition vérifiée.

VIII) Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A99version 2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3).

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction.

Remarque :

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte(portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats des efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS à l'aide de l'option « Section Cut».

portique	Voiles(%)		Poteaux(%)	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
1	83.31	95.52	16.69	4.48
2	88.84	0	11.16	100
3	0	92.59	100	7.4
4	0	93.82	100	6.18
5	89.38	93.14	10.61	6.86
6	92.97	93.53	7.03	6.47
7	/	0	/	100
8	/	95.52	/	4.48

➤ **Charges sismiques reprise par les poteaux :**

Sens xx : Soit 40.91%

Sens yy : Soit 29%

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : Soit 59.08%

Sens yy : Soit 71%

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont calculées manuellement (Descente de charge).

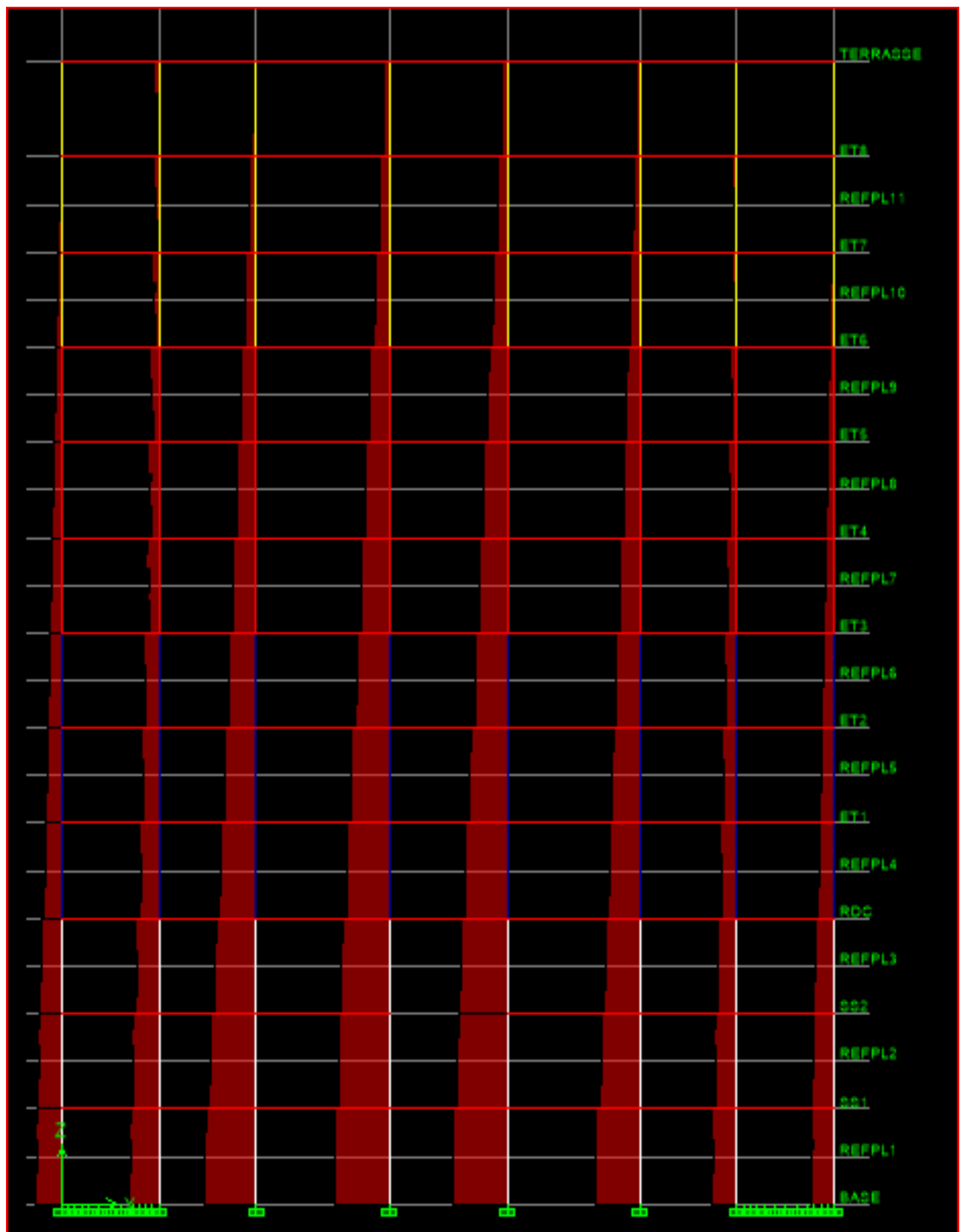
➤ **Charges verticales reprise par les portiques :** 48965,18 KN (82,62%)

➤ **Charges verticales reprise par les voiles :** 10299,126 KN (17,37%)

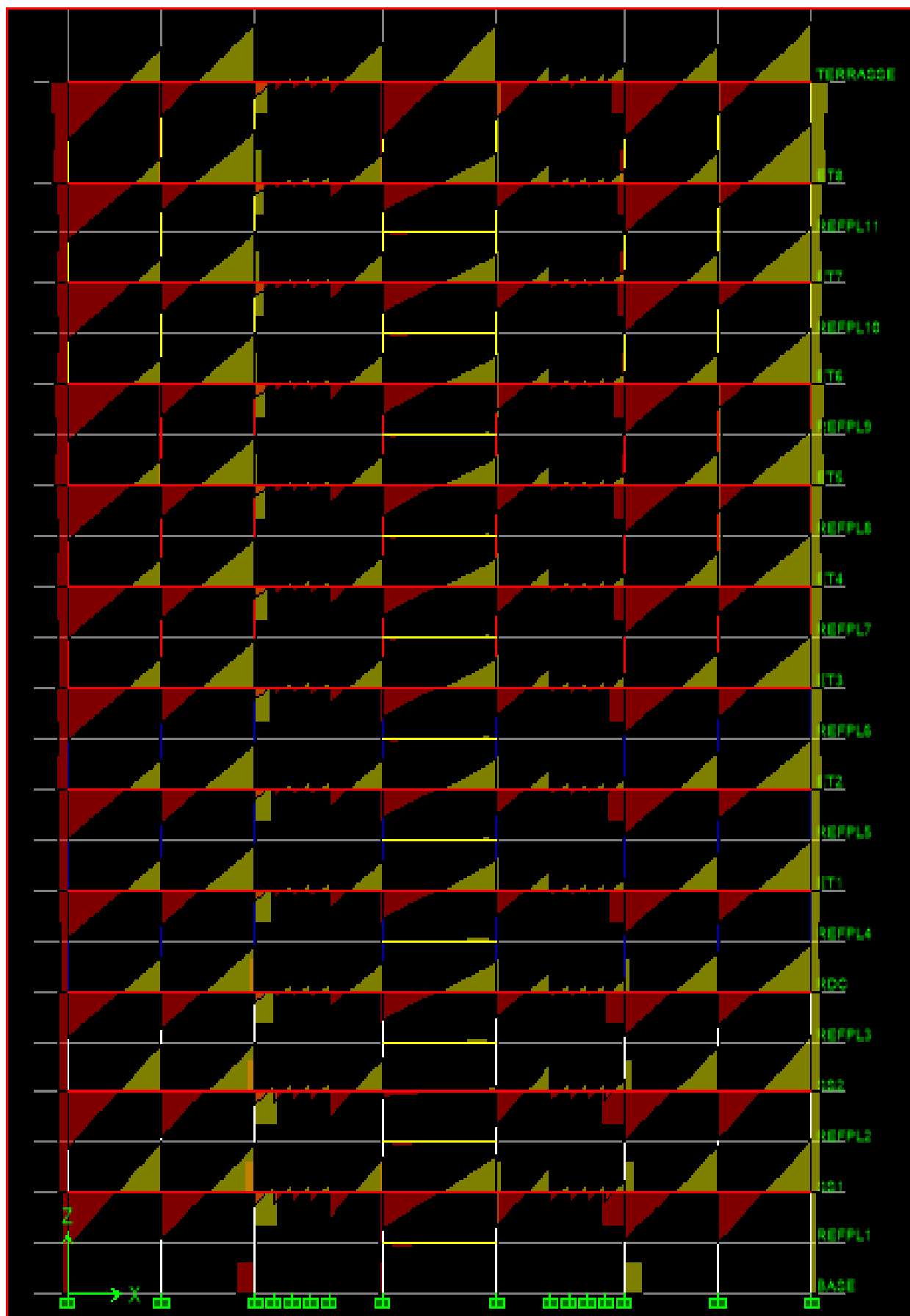
Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est **mixte avec interaction**.

Conclusion :

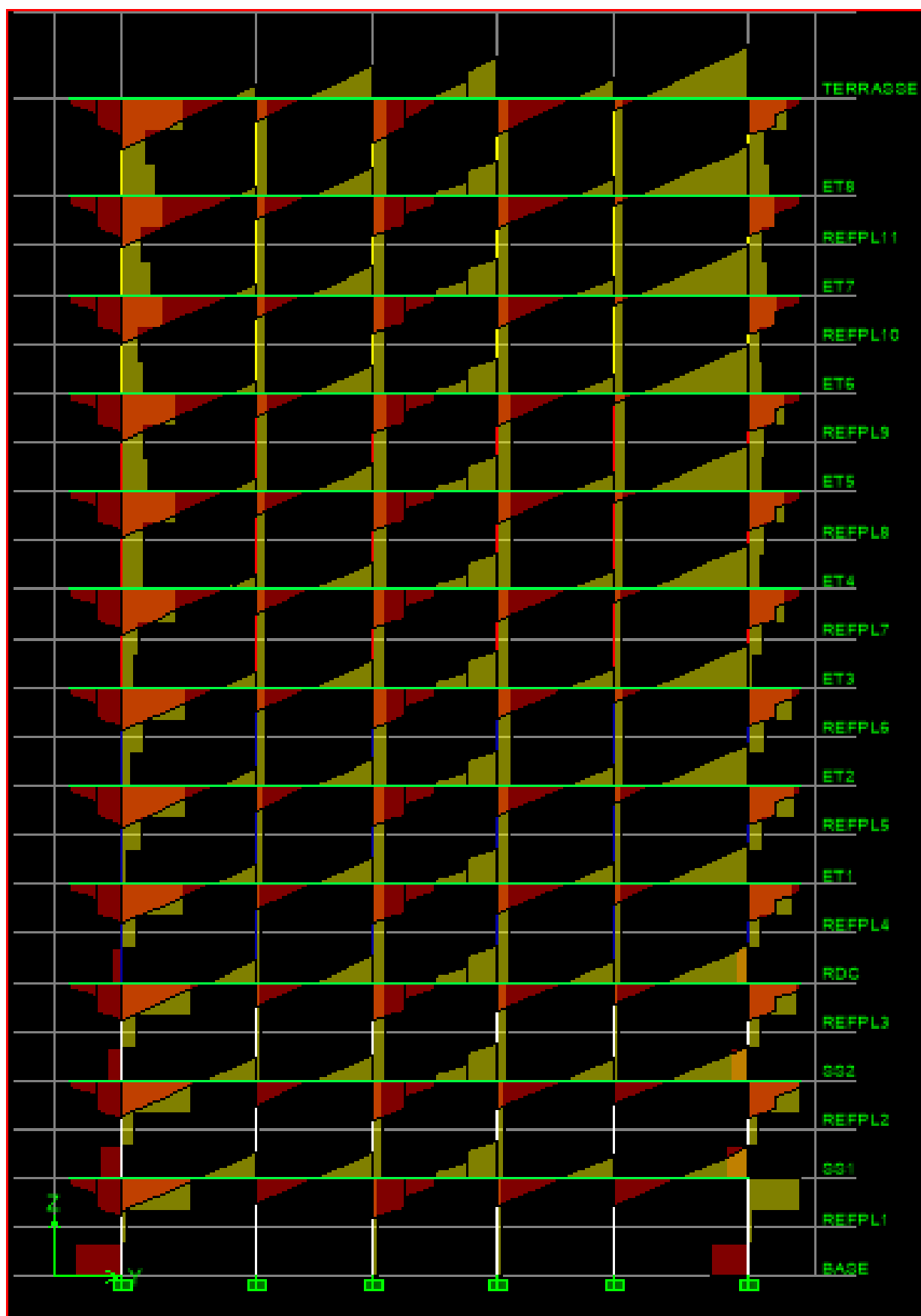
Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.



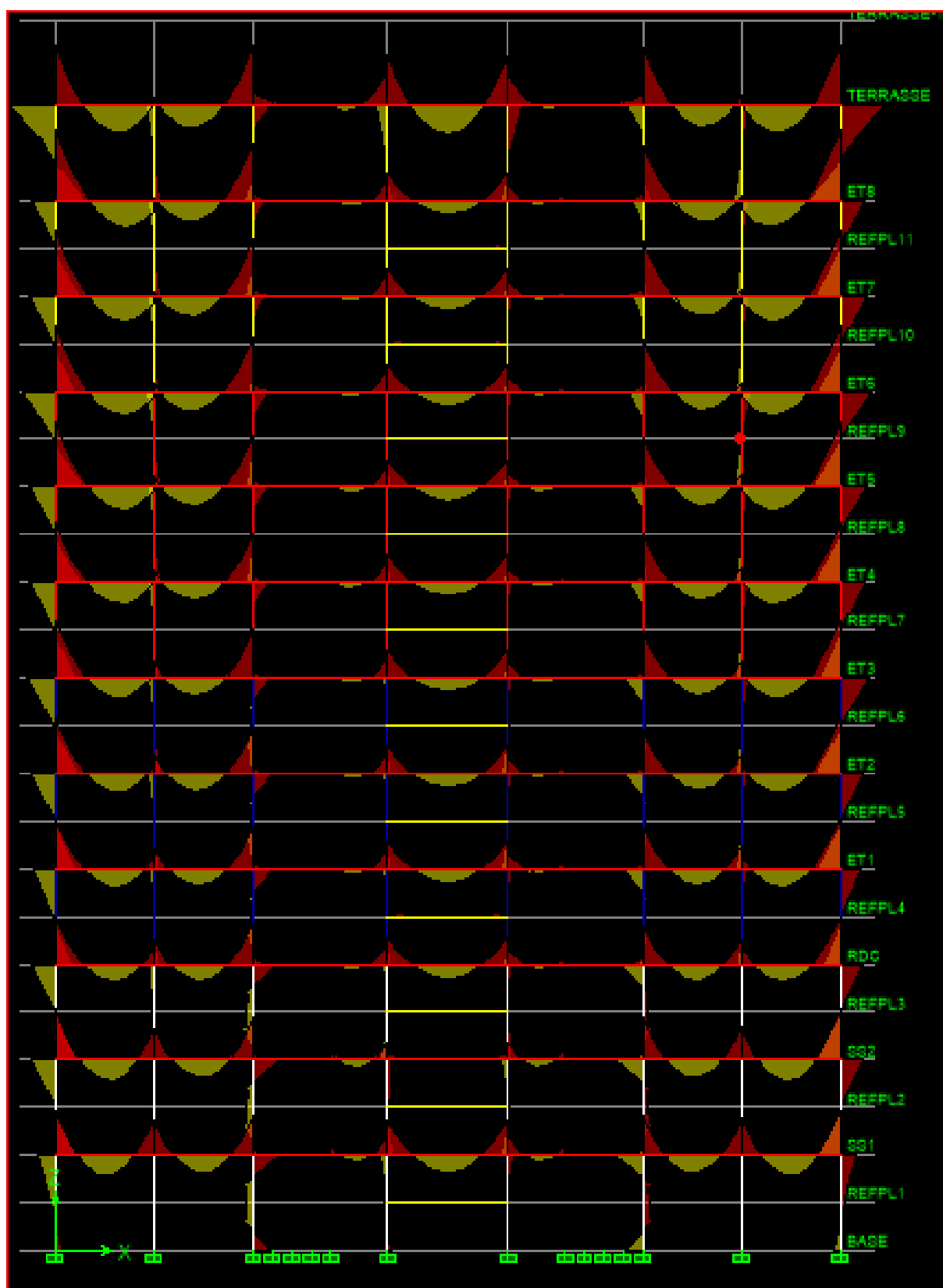
Diagrammes des efforts normaux sens X-X



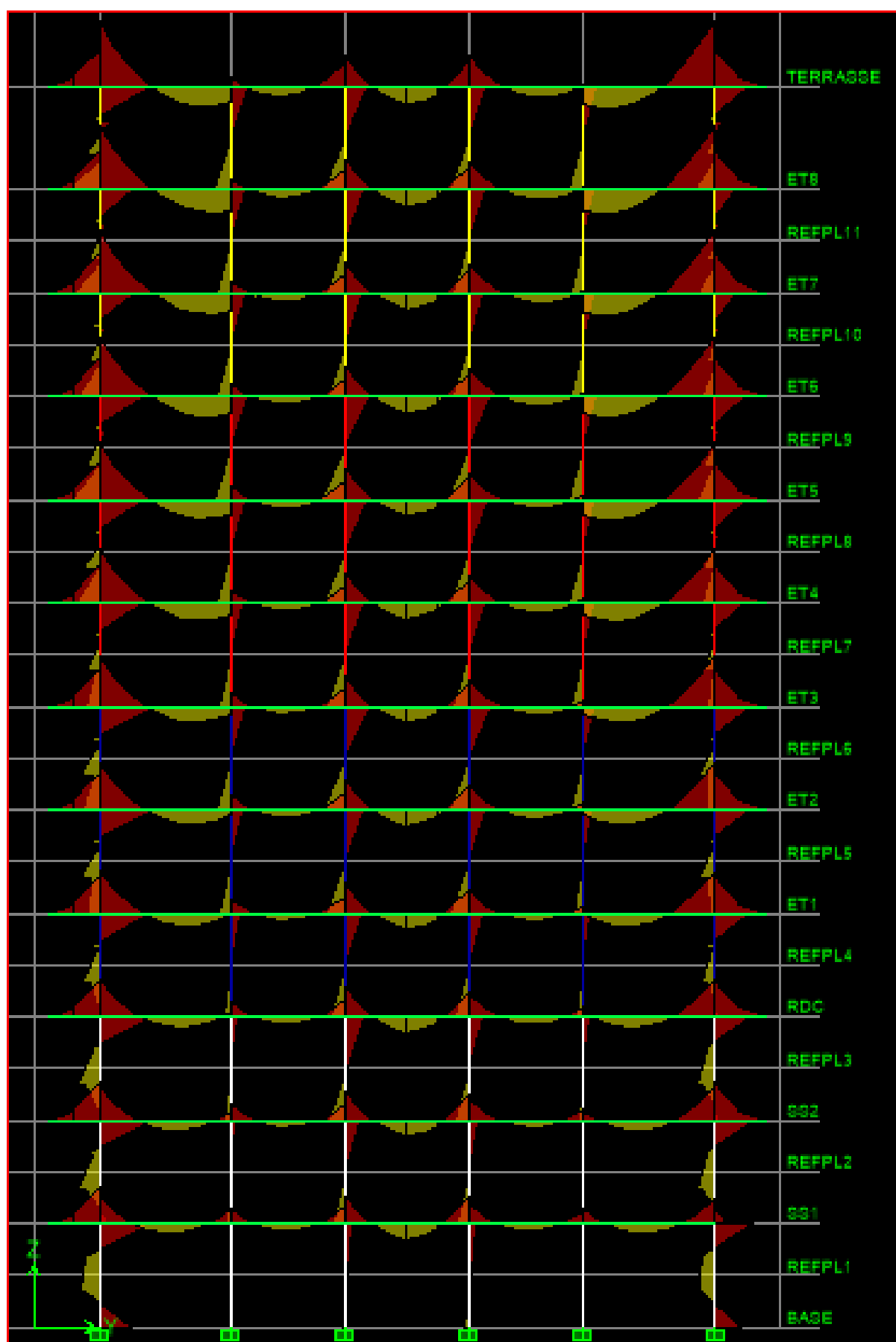
Diagrammes des efforts tranchants sens X-X



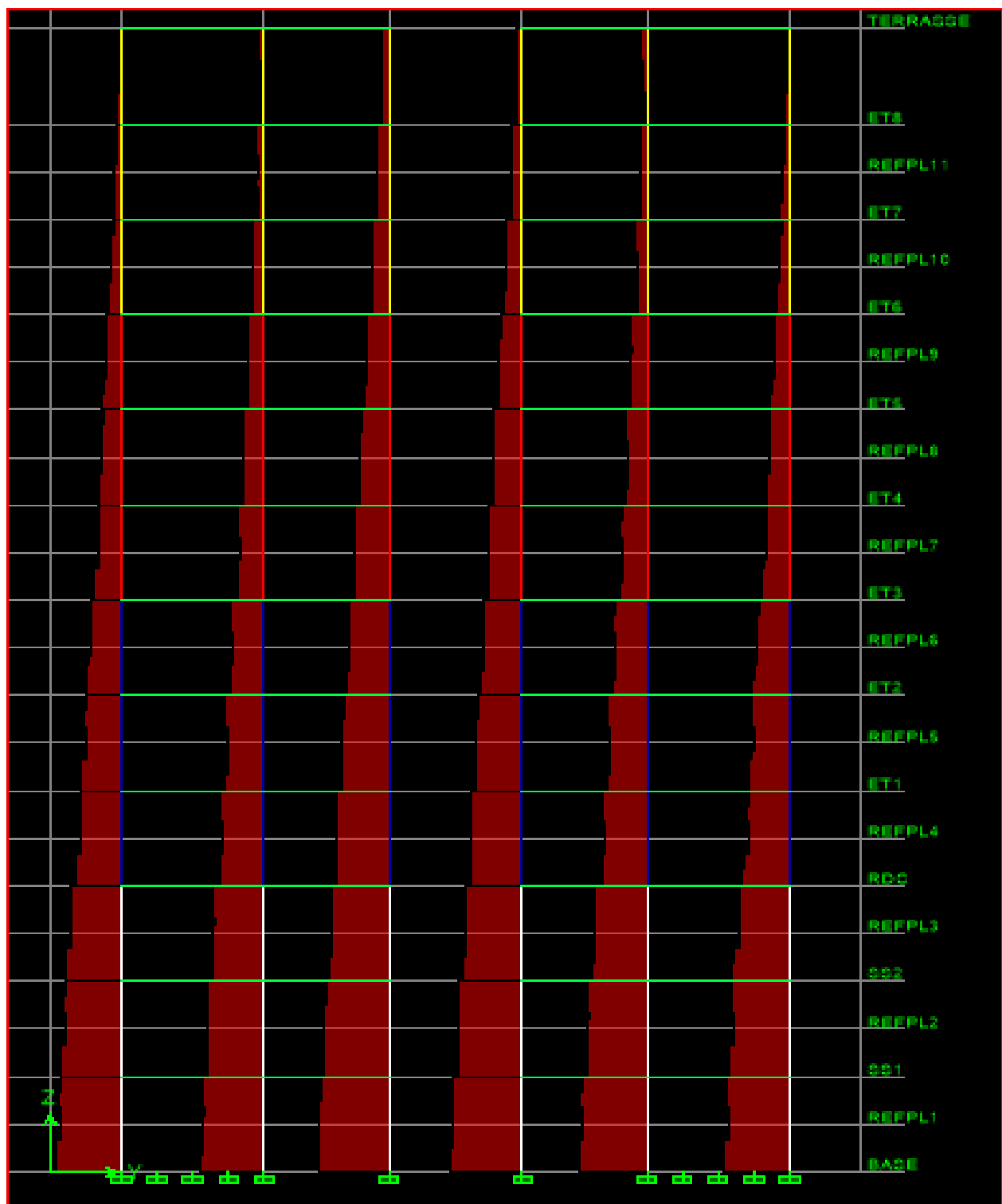
Diagrammes des efforts tranchants sens Y-Y



Diagrammes des moments fléchissant sens X-X



Diagrammes des moments fléchissant sens Y-Y



Diagrammes des efforts normaux sens Y-Y

Chapitre V

Ferraillage des poteaux

I) Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

II) Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**1) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)
- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Zone par section	Poteau	Section min	Section max (cm ²)	
	b*h	cm ²	Zone courante	Zone Recouvrement
I	55*55	24,2	121	181,5
II	50*50	20	100	150
III	45*45	16,2	81	121,5
IV	40*40	12,8	64	96

Zone I : RDC et Sous Sol 1 et 2

Zone II : 1^{ère}, 2^{ème}, 3^{ème}

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}

Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

III) Exposé de la méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

1) Calcul des armatures à l'ELU :

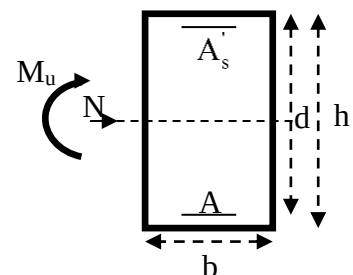
La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

2) Section partiellement comprimée (SPC) :

a) Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.



(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

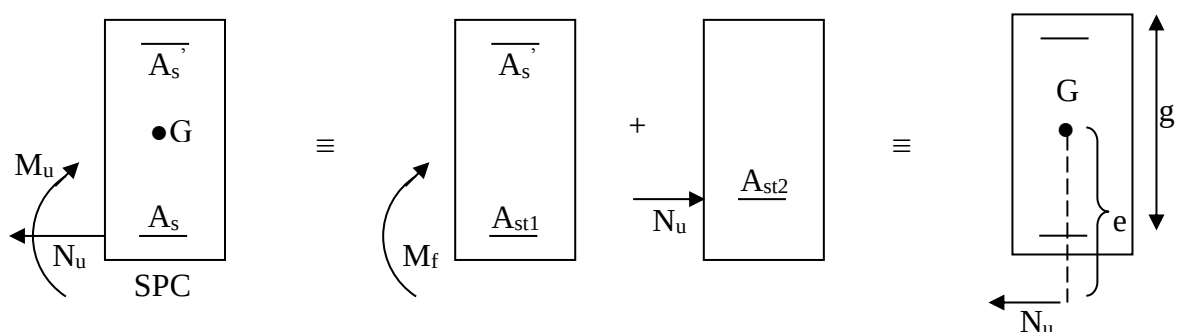
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} .$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

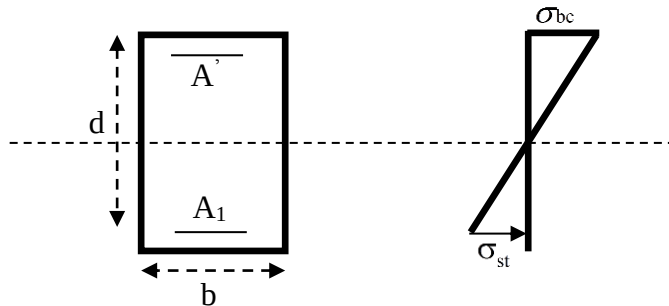
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

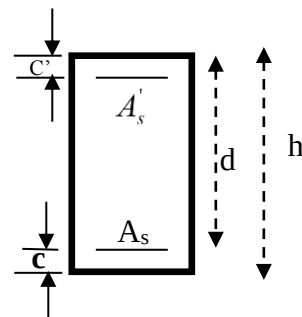
3) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :



1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

IV) Vérification à l'ELU :**1) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm.$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8mm$.
- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$
($A_t = 2,01cm^2 = 4HA8$)

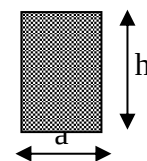
- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L^{\min}, 40cm, (a + 10)cm\} \quad (BAEL 91 Art 8.1.3)$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.4, 40cm, 55 + 10cm).$$

$$S_t \leq 21cm$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.



D'après le RPA 99révisée 2003 : (Art 7.4.2.2)

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1.4, 15cm) = 14cm.$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 21cm.$$

$$S_t = 12 \text{ cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t=10\text{cm}$.

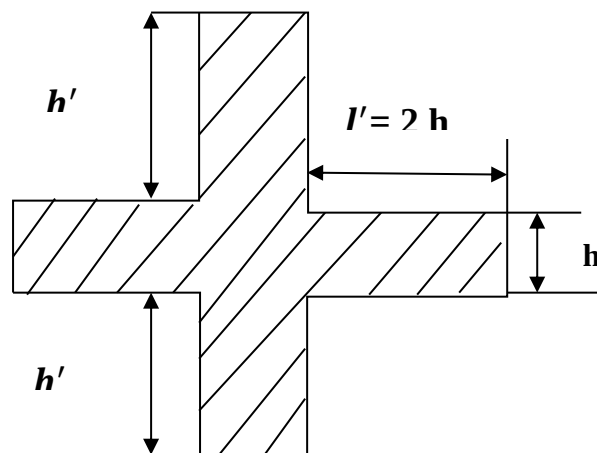
En zone courante $S_t=12\text{cm}$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



❖ Poteaux (55 x 55) :

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 55; 55; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45, 17; 55; 55; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

❖ Poteaux (50 x 50)

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45, 17; 50; 50; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

❖ Poteaux (45x 45)

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45, 17; 45; 45; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

❖ Poteaux (40x 40)

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b; h; 60) = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45, 17; 40; 40; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

La longueur minimale des recouvrements est de:

✓ Pour la **zone II** : $L_r = 40\Phi$

- ❖ Ø20 → $L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$
- ❖ Ø16 → $L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- ❖ Ø14 → $L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

2) Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

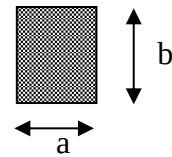
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

λ_g : élancement géométrique.

✓ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :****(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$$\frac{A_t}{bS_t} \quad \text{En \% est donné comme suite :}$$

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow \rho_a = 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

3) Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.075 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.04 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d}$$

V) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

1) IV -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

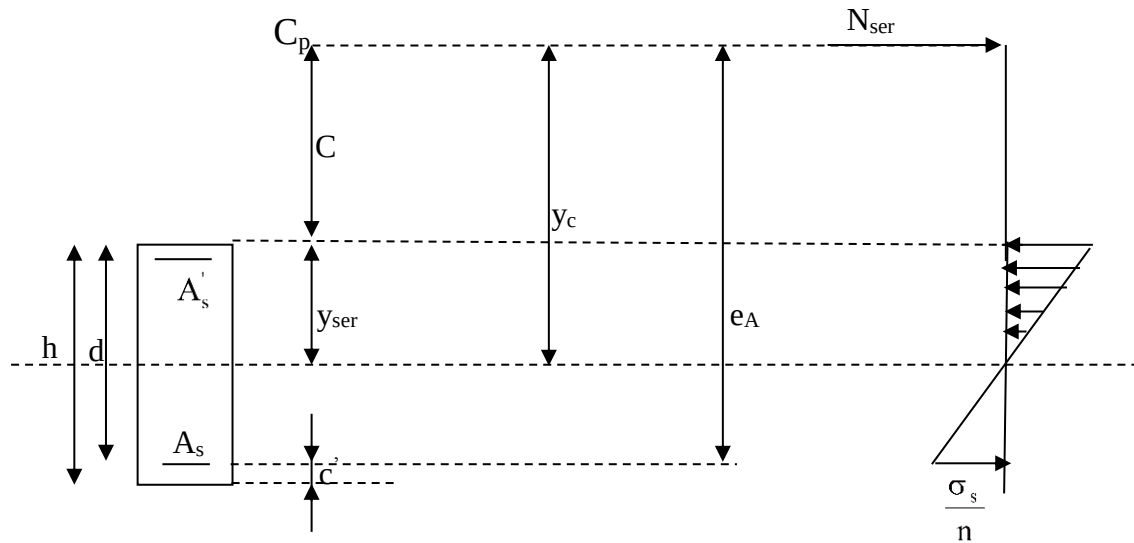
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec : e_A à le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose : $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}.$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$

2) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$

3) $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left(\sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

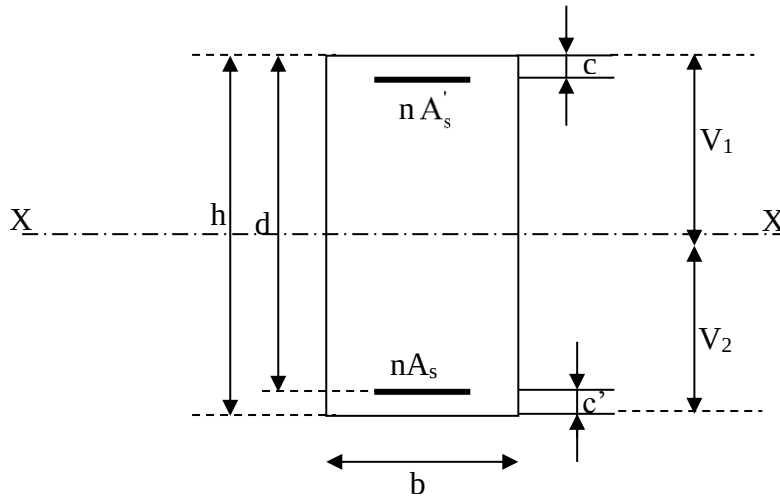
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s, \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c.à.d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

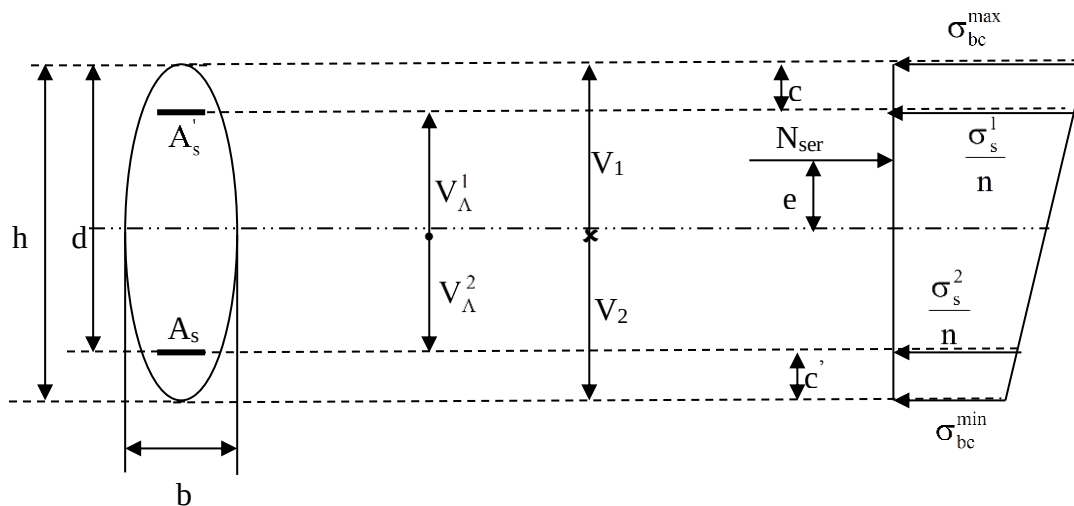
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les résultats numériques de toutes les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : condition de non fragilité

SENS	SECTION	SOLLICITATION	Comb	N	M	e_s	b	d	A_{min}	Aa	OBS
X-X	55×55	N_{max}-M_{cor}	ELS	-458,36	1,068	-0,002	0,55	0,53	8,35	28,64	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-1918,67	0,22	-0,0001	0,55	0,53	8,46	28,64	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-1599,72	36,635	-0,023	0,55	0,53	7,53	28,64	cv
	50×50	N_{max}-M_{cor}	ELS	-280,04	0,84	-0,003	0,5	0,48	6,84	24,12	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-1439,95	28,607	-0,020	0,5	0,48	6,23	24,12	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-1092,77	36,682	-0,034	0,5	0,48	5,85	24,12	cv
	45×45	N_{max}-M_{cor}	ELS	-122,55	-0,536	0,004	0,45	0,43	5,81	24,12	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-939,37	31,639	-0,034	0,45	0,43	4,64	24,12	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-611,23	39,019	-0,064	0,45	0,43	4,16	24,12	cv
	40×40	N_{max}-M_{cor}	ELS	-658,97	0,282	0,040	0,4	0,38	7,91	18,48	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-459,02	32,168	-0,070	0,4	0,38	3,13	18,48	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-135,73	49,096	-0,362	0,4	0,38	2,26	18,48	cv
Y-Y	55×55	N_{max}-M_{cor}	ELS	-458,36	2,819	-0,006	0,55	0,53	8,17	28,64	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-1918,67	-4,863	0,003	0,55	0,53	8,60	28,64	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-951,66	26,056	-0,027	0,55	0,53	7,39	28,64	cv
	50×50	N_{max}-M_{cor}	ELS	-280,04	-0,45	0,002	0,5	0,48	7,05	24,12	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-1439,95	1,147	-0,001	0,5	0,48	6,93	24,12	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-725,86	37,028	-0,051	0,5	0,48	5,48	24,12	cv
	45×45	N_{max}-M_{cor}	ELS	-122,55	0,607	-0,005	0,45	0,43	5,43	24,12	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-939,37	2,432	-0,003	0,45	0,43	5,52	24,12	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-402,68	43,205	-0,107	0,45	0,43	3,73	24,12	cv
	40×40	N_{max}-M_{cor}	ELS	-658,97	1,536	0,220	0,4	0,38	0,63	18,48	cv
		N_{min}-M_{cor}	ELS	-459,02	2,476	-0,005	0,4	0,38	4,23	18,48	cv
		M_{max}-N_{cor}	ELS	-105,91	55,584	-0,525	0,4	0,38	2,14	18,48	cv

Tableau 2 : quantité des armatures transversales

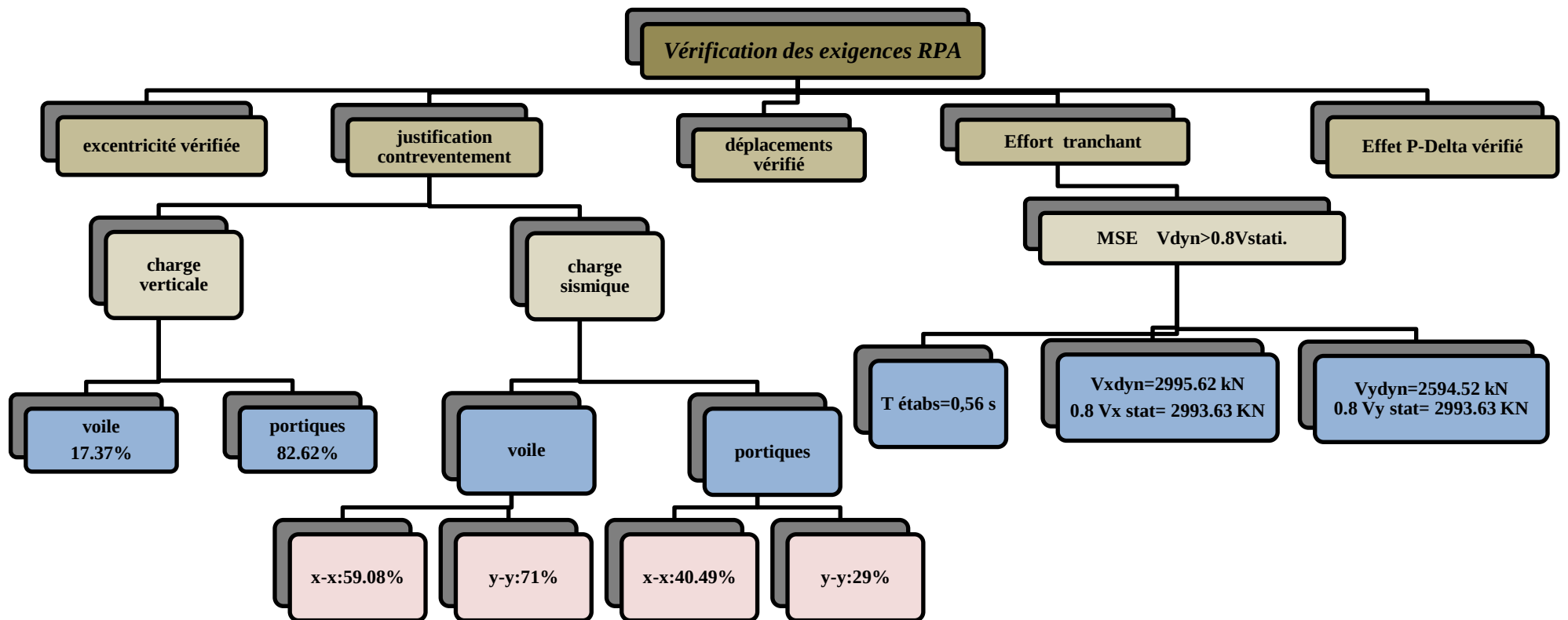
	NIV	a	H	h_p	h_0	l_f	λg	ρ_a	St	A_t (cm ²)	A_t (cm ²)	OBS
Zone nodale	s-sol1;2 et RDC	0,55	3,06	0,2	2,86	2,02	3,68	0,00244	10	2,01	1,34	CV
Zone courante	s-sol1;2 et RDC	0,55	3,06	0,2	2,86	2,02	3,68	0,00244	12	2,01	1,61	CV
Zone nodale	ETG:1/3	0,5	3,06	0,2	2,86	2,02	4,04	0,00268	10	2,01	1,34	CV
Zone courante	ETG:1/3	0,5	3,06	0,2	2,86	2,02	4,04	0,00268	12	2,01	1,61	CV
Zone nodale	ETG:4/6	0,45	3,06	0,2	2,86	2,02	4,49	0,00298	10	2,01	1,34	CV
Zone courante	ETG:4/6	0,45	3,06	0,2	2,86	2,02	4,49	0,00298	12	2,01	1,61	CV
Zone nodale	ETG:7/9	0,4	3,06	0,2	2,86	2,02	5,06	0,003	10	2,01	1,20	CV
Zone courante	ETG:7/9	0,4	3,06	0,2	2,86	2,02	5,06	0,003	12	2,01	1,44	CV
Zone nodale	Salle machine	0,4	2,7	0,2	2,5	1,77	4,42	0,003	10	2,01	1,34	CV
Zone courante	Salle machine	0,4	2,7	0,2	2,5	1,77	4,42	0,00335	12	2,01	1,61	CV

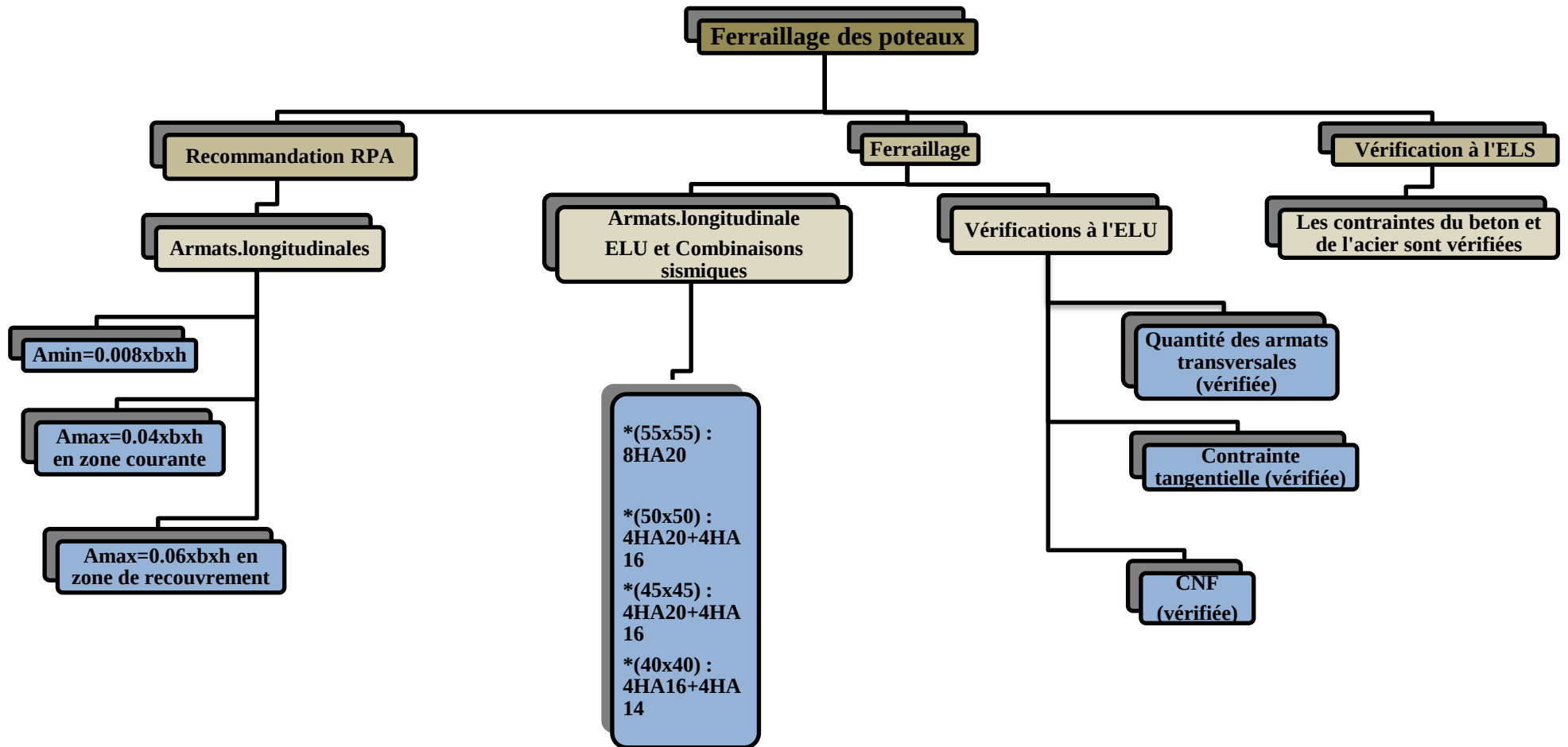
Tableau 3 : la contrainte tangentielle

NIV	$\underline{b}$	$\underline{d}$	$\underline{H}$	$\underline{h_{poutre}}$	$\underline{h_0}$	$\underline{l_f}$	$\underline{\lambda g}$	$\underline{\rho_a}$	$\underline{T}$ (KN)	$\underline{\tau_b}$	$\underline{\tau_{bu}}$	condition
<u>s-sol1;2 et RDC</u>	0,55	0,53	3,06	0,35	2,71	1,92	3,48	0.04	48,5	0,17	1,88	CV
<u>ETG:1/3</u>	0,5	0,48	3,06	0,35	2,71	1,92	3,83	0.04	37,76	0,16	1,88	CV
<u>ETG:4/6</u>	0,45	0,43	3,06	0,35	2,71	1,92	4,26	0.04	37,46	0,19	1,88	CV
<u>ETG:7/9</u>	0,4	0,38	3,06	0,35	2,71	1,92	4,79	0.04	45,02	0,30	1,88	CV
<u>Salle machine</u>	0,4	0,38	2,7	0,35	2,35	1,66	4,15	0.04	45,02	0,30	1,88	CV

Tableau 4 : vérification des contraintes

	niveau	SECTION	SOLLICITATION	N	M	σ_{ss}	σ_{si}	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bs}	σ_{bi}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
X-X	Sous Sol 1,2 et RDC	55×55	$N_{max}-M_{cor}$	-458,36	1,068	21,2	20,4	348	1,42	1,35	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-1918,67	0,22	87,1	86,9	348	5,81	5,79	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-1599,72	36,635	87,4	86,9	348	5,9	3,77	15	CV
	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	$N_{max}-M_{cor}$	-280,04	0,84	15,7	14,8	348	1,05	0,99	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-1439,95	28,607	93,7	63,5	348	6,33	4,14	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-1092,77	36,682	79	40,2	348	5,38	2,57	15	CV
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	$N_{max}-M_{cor}$	-122,55	-0,536	8,45	7,72	348	0,57	0,51	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-939,37	31,639	83,8	40,2	348	5,73	2,54	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-611,23	39,019	67,2	13,4	348	4,66	0,72	15	CV
	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	40×40	$N_{max}-M_{cor}$	6,97	0,282	8,5	7,67	348	0,57	0,51	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-459,02	32,168	63,6	60,3	348	4,25	4,01	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-135,73	49,096	53,5	9,29	348	3,71	0,48	15	CV
Y-Y	Sous Sol 1,2 et RDC	55×55	$N_{max}-M_{cor}$	-458,36	2,819	21,9	19,6	348	1,47	1,3	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-1918,67	-4,863	88,9	85,1	348	5,94	5,67	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-951,66	26,056	53,7	32	348	3,63	2,12	15	CV
	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	50×50	$N_{max}-M_{cor}$	-280,04	-0,45	15,5	15	348	1,04	1	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-1439,95	1,147	79,2	78	348	5,28	5,19	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-725,86	37,028	54,4	25	348	3,71	1,58	15	CV
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	$N_{max}-M_{cor}$	-122,55	0,607	0,9	0,31	348	0,06	0,02	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-939,37	2,432	73,4	5,83	348	5,14	0,14	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-402,68	43,205	40,8	-73,2	348	3,14	0	15	CV
	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	40×40	$N_{max}-M_{cor}$	6,97	1,536	2,72	-3,43	348	0,2	0	15	CV
			$N_{min}-M_{cor}$	-459,02	2,476	42,2	37	348	2,83	2,45	15	CV
			$M_{max}-N_{cor}$	-105,91	55,584	71,9	-160,60	348	5,65	0	15	CV







Chapitre VI

Ferraillage des poutres

I) Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- $1.35G + 1.5Q$: à l'ELU.
 $G + Q$: à l'ELS.
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
 $0.8 G + E$: RPA99 révisé 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II.

II) Recommandations du RPA99 :**1) Armatures longitudinales :**

- a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- c) Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- d) Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).
- e) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- f) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

➤ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : $\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

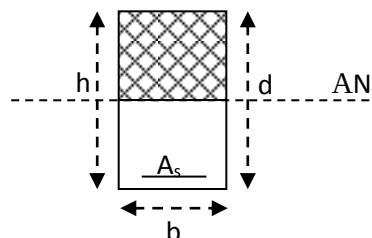
On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

✚ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$



✚ Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c. à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimées

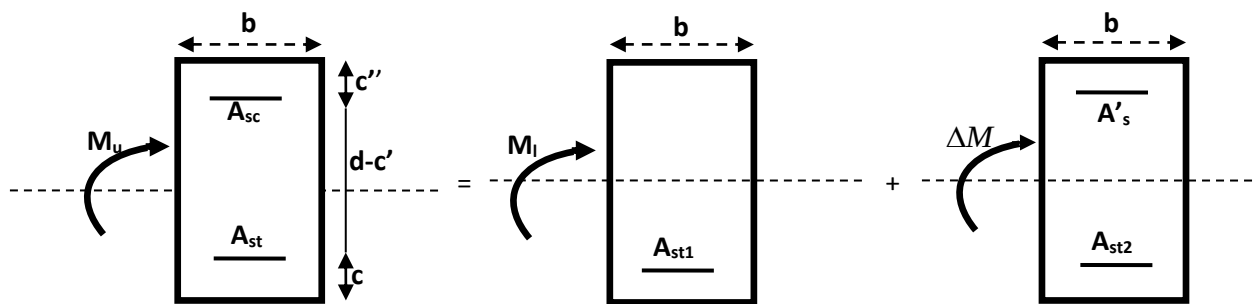
On calcul :
$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 21.74 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66)

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

1) Poutres principales :

		ZONE	SECTION	Comb	M (KN.m)	μ	obs	β	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adp} (cm ²)
POUTRE PRINCIPALE	EN TRAVÉE	1	30×40	GQEX	72,34	0,0768	SSA	0,960	4,96	6	3HA12+2HA14	6,47
		2	30×40	08GEX	101,2	0,1074	SSA	0,943	7,06	6	3HA14+2HA14	7,69
		3	30×40	08GEX	104	0,1104	SSA	0,941	7,27	6	3HA14+2HA14	7,69
		4	30×40	08GEX	98,09	0,1042	SSA	0,945	6,83	6	3HA14+2HA12	6,88
	AUX APPUIS	1	30×40	08GEX	89,24	0,0948	SSA	0,950	6,18	6	3HA12+2HA14	6,47
		2	30×40	GQEX	82,57	0,0877	SSA	0,954	5,69	6	3HA12+2HA14	6,47
		3	30×40	GQEX	79,13	0,0840	SSA	0,956	5,44	6	3HA12+2HA14	6,47
		4	30×40	GQEX	60,97	0,0647	SSA	0,967	4,15	6	3HA12+2HA14	6,47

CONCLUSION :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

✚ Lit inférieur : 3HA14 filantes + 2HA14 en chapeaux au niveau des travées.

✚ Lit supérieur : 3HA12 filantes + 2HA14 en chapeaux au niveau des appuis.

2) Poutres secondaires :

		ZONE	SECTION	Comb	M (KN.m)	μ	obs	β	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adp} (cm ²)
POUTRE SECONDAIRES	EN TRAVÉE	1	30×35	08GEY	26,451	0,0372	SSA	0,981	2,04	5,25	5HA12	5,65
		2	30×35	GQEY	37,65	0,0530	SSA	0,973	2,93	5,25	5HA12	5,65
		3	30×35	GQEY	39,765	0,0560	SSA	0,971	3,10	5,25	5HA12	5,65
		4	30×35	GQEY	38,428	0,0541	SSA	0,972	2,99	5,25	5HA12	5,65
	AUX APPUIS	1	30×35	GQEY	46,549	0,0655	SSA	0,966	3,65	5,25	5HA12	5,65
		2	30×35	GQEY	60,741	0,0855	SSA	0,955	4,82	5,25	5HA12	5,65
		3	30×35	GQEY	62,558	0,0881	SSA	0,954	4,97	5,25	5HA12	5,65
		4	30×35	GQEY	60,261	0,0848	SSA	0,956	4,78	5,25	5HA12	5,65

CONCLUSION :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

✚ Lit inférieur : 3HA12 filantes + 2HA12 en chapeaux au niveau des travées.

✚ Lit supérieur : 3HA12 filantes + 2HA12 en chapeaux au niveau des appuis.

IV) Vérification a l'elu :**1) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{sadopt} \geq A_{min} .$$

➤ Poutres principales :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.38cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 6,47cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow conditionverifiée. \quad (En travée)$$

$$A_s = 6,47cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow conditionverifiée. \quad (Sur appuis)$$

➤ Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.195cm^2 ..$$

$$D'où A_s = 5,65cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow conditionverifiée. \quad (En travée)$$

$$A_s = 5.65cm^2 \geq A_{min} \Rightarrow conditionverifiée. \quad (Sur appuis)$$

2) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$Avec : \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

➤ Sens principale :

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13.188cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{111,08 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,13188} = 2,46MPa.$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa > 2,46MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens secondaire :

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{74,33 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33 \times 0,11304} = 2,21 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} < 2,21 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

3) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

➤ Sens principale :

$$V_u = T_{\max} = 111,08 \text{ KN.}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{111,08 \times 10}{30 \times 38} = 0,97 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 74,33 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{74,33 \times 10}{30 \times 33} = 0,75 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**i) Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ Sens principale :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 684,14 \text{ KN.}$$

$$V_u = 111,08 \leq 684,14 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 594,12 \text{ KN.}$$

$$V_u = 74,33 \leq 594,12 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ii) Influence sur les armatures :

$$A_{adopt} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec : M_u : était pris avec son signe.

Si : $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

➤ Sens principale :

$$A_{adopt} = 6,47 \geq \frac{1,15}{400} \left(111,08 + \frac{-104}{0,9 \times 0,38} \right).$$

$$A_{adopt} = 6,47 \text{ cm}^2 \geq -0,55 \text{ cm}^2$$

➤ Sens secondaire :

$$A_{adopt} = 5,25 \geq \frac{1,15}{400} \left(74,33 + \frac{-62,56}{0,9 \times 0,33} \right).$$

$$A_{adopt} = 5,25 \text{ cm}^2 \geq -0,39 \text{ cm}^2$$

5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** l_s » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 16,93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 19,75 \text{ cm.}$$

V) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

1) Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression de béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Avec :
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_{\text{adopté}}}$$

($A_{\text{adopté}}$: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :
$$\rho_1 = \frac{100 A_{\text{adopté}}}{b_0 d}.$$

Abaque Abaque
 $\rho_1 \text{ -----} \rightarrow \beta_1 \text{ -----} \rightarrow k_1$

➤ **Poutre principale :**

		ZONE	SECTION	Ms max	A	ρ_1	β_1	K_1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation
POUTRE PRINCIPALE	EN TRAVÉE	1	30×40	25	6,47	0,568	0,8880	29,251	114,514	3,915	15	vérifiée
		2	30×40	22,464	7,69	0,675	0,88	26,67	87,413	3,278	15	vérifiée
		3	30×40	23,319	7,69	0,675	0,88	26,67	90,740	3,402	15	vérifiée
		4	30×40	27,49	6,88	0,603	0,8852	28,480	118,852	4,173	15	vérifiée
	AUX APPUIS	1	30×40	50,595	6,47	0,568	0,8880	29,251	231,754	7,923	15	vérifiée
		2	30×40	47,12	6,47	0,568	0,8800	26,670	217,788	8,166	15	vérifiée
		3	30×40	56,781	6,47	0,568	0,8880	29,251	260,089	8,892	15	vérifiée
		4	30×40	61,149	6,47	0,568	0,8880	29,251	280,097	9,576	15	vérifiée

➤ **Poutres secondaires :**

		ZONE	SECTION	Ms max	A	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation
POUTRE SECONDAIRE	EN TRAVÉE	1	30×35	9,32	5,65	0,571	0,888	29,251	56,309	1,925	15	vérifiée
		2	30×35	8,925	5,65	0,571	0,888	29,251	53,923	1,843	15	vérifiée
		3	30×35	10,136	5,65	0,571	0,888	29,251	61,239	2,094	15	vérifiée
		4	30×35	11,758	5,65	0,571	0,888	29,251	71,039	2,429	15	vérifiée
	AUX APPUIS	1	30×35	36,259	5,65	0,571	0,888	29,251	219,069	7,489	15	vérifiée
		2	30×35	36,196	5,65	0,571	0,888	29,251	218,688	7,476	15	vérifiée
		3	30×35	36,11	5,65	0,571	0,888	29,251	218,168	7,459	15	vérifiée
		4	30×35	36,127	5,65	0,571	0,888	29,251	218,271	7,462	15	vérifiée

3) **Etat limite de fissuration (la flèche) :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}$. Avec : **L** : portée de la travée entre nu d'appuis.

2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$. **M_t** : moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$. **M₀** : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

➤ **Poutres principales :**

1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{480} = 0,083 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

($L_{\max}=480$ cm et $h=40$ cm)

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,083 > \frac{50,51}{10 \times 30,68} = 0,059 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Avec :

$q_s = G+Q = 14,02+2,12=16,14 \text{ KN/ml}$.

$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{16,4 \times 4,80^2}{8} = 30,69 \text{ KN.m}$

$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 37,5} = 0,00493 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$1) \quad \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{450} = 0,088 > 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,083 > \frac{14,52}{10 \times 15,41} = 0,064 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 13,56 + 1,62 = 15,8 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{15,18 \times 2,85^2}{8} = 30,69 \text{ KN.m}$$

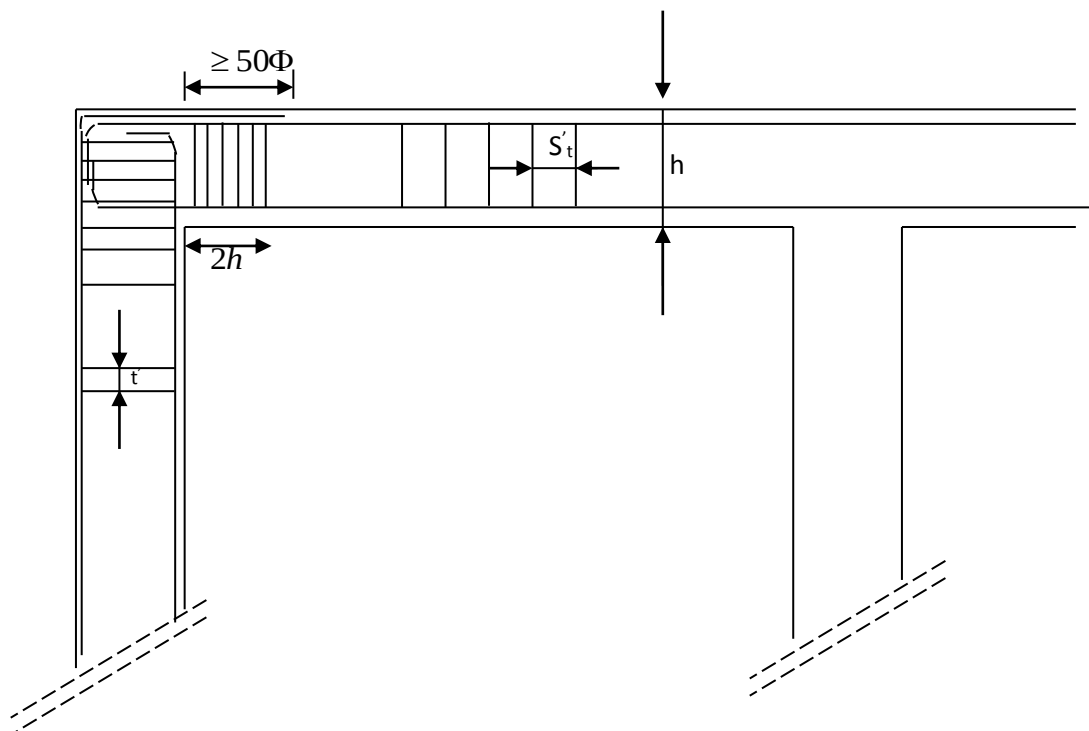
$$3) \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{25 \times 37,5} = 0,0036 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

VI) Vérification de RPA99 révisé 2003 :

1) Dispositions constructives :



2) Espacement d'armatures :**➤ Sens principale :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 10\text{cm} .$$

Soit à prendre : $S_t = 10\text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 15\text{ cm}$

➤ Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\text{cm}\right) = 8,75\text{cm} .$$

Soit à prendre : $S_t = 8\text{ cm}.$

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}.$$

Soit à prendre : $S_t = 15\text{ cm}$

3) Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10}\right)$$

➤ Sens principales :

$$\Phi_t \leq \min(1,14; 1,4; 3)$$

$$\Phi_t \leq 1,14\text{ cm}$$

➤ Sens secondaire :

$$\Phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

$$\Phi_t \leq 1\text{ cm}$$

On prend pour les deux cas un diamètre de **8mm**

Soit un cadre et une épingle $\Phi_8 = 1,51\text{cm}^2$.

4) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

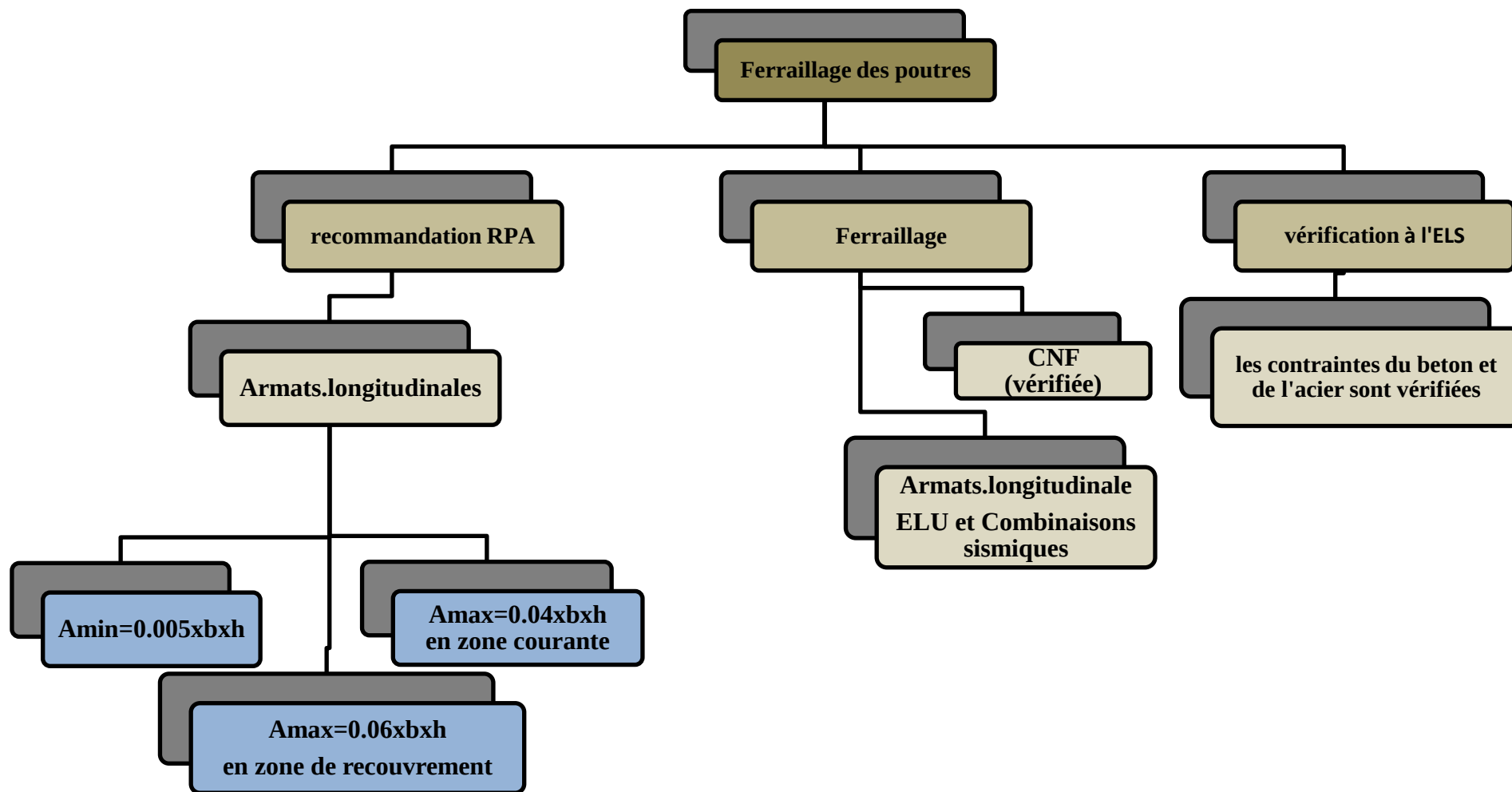
➤ **Sens principales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$





Chapitre VII

Ferraillage des voiles

I) 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 permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones :

- Zone I : SS1, SS2, RDC.
- Zone II : 1^{er}, 2^{ème} et le 3^{ème} étage.
- Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

II) Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur **(d)**.

1) Exposé de la méthode :

Le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \text{ (Art 7.7.4.RPA 99)}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

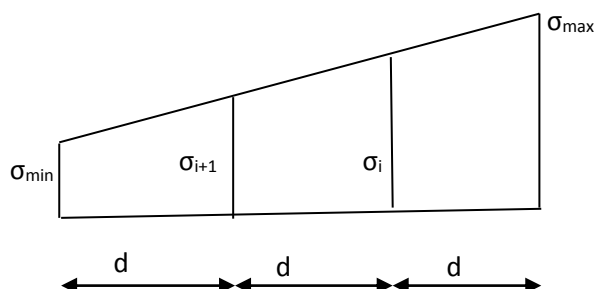
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

i) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

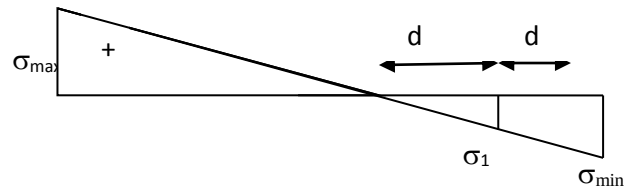
e : épaisseur du voile.



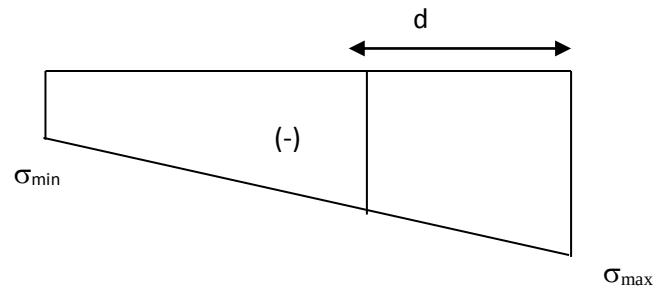
ii) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

**iii) Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**2) Détermination des armatures :****i) Pour une section entièrement comprimée :****➤ Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99)}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \text{ (Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99)}$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

ii) Pour une Section entièrement tendue :**➤ Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (contrainte de l'acier).

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

iii) **Section partiellement comprimée :**

➤ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ (contrainte de l'acier).

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B** : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ en zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

III) Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

1) Ferraillage minimal :

D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec : **B** : section du béton.

IV) Disposition constructives :

1) Espacement constructive :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - S_t \leq 1.5 \times e \\ - S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)}$$

Avec : e épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V) Vérification :

1) Vérification à L'ELS :

i) La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

ii) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI) Ferrailage des voiles :

1) les voiles transversaux :

- VOILE : VT1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.35	3.30	3.25	3.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.67	0.66	0.65	0.64
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	2.71	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	1015.540	876.250	620.430	304.650
	N _{ser} (kN)	9287.98	7255.83	5048.65	2646.64
	Vu (kN)	1421.756	1226.750	868.602	426.510
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)	5001.370	3596.420	3432.590	2872.110
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)	-1092.280	-540.770	-495.160	-489.300
	σ_s (kN/m²)	400.00	400.00	348.00	348.00

	L_c		2.75	2.87	2.84	2.73
	L_t		0.60	0.43	0.41	0.47
	d		1.36	1.36	1.36	1.36
	$d_{\text{adopté}}$		0.30	0.22	0.20	0.23
	$d_2 = L_t - d_{\text{adopté}}$		0.30	0.22	0.20	0.23
	σ_1		546.140	270.385	247.580	244.650
	N_1		49.19	17.49	15.22	17.09
	N_2		16.40	5.83	5.07	5.70
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		1.23	0.44	0.44	0.49
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		0.41	0.15	0.15	0.16
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		39.10	33.74	23.89	11.73
	$A'_{v1}/\text{bande/nappe}$		11.00	8.87	6.41	3.42
	$A'_{v2}/\text{bande/nappe}$		10.18	8.58	6.12	3.10
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		3.00	2.16	2.05	2.33
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		11.3	9.04	6.78	4.68
	$A'_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		12.32	9.24	6.78	4.68
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10 HA12	8 HA12	6 HA12	6 HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8 HA14	6 HA14	6 HA12	6 HA10
	ST max		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	10	10
		Bande 2	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10.05	9.90	9.75	9.60
	AH adopté (cm ²)		14.04	14.04	14.04	14.04
	choix de la section		18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30
At	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	2.358	2.065	1.485	0.740
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T_u	1.684	1.475	1.061	0.529
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	13.491	10.768	7.647	4.091

• VOILE : VT2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	h poutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	3.10	3.05	3.00	2.95
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.62	0.61	0.6	0.59
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	2.71	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	455.870	349.220	277.050	175.480
	N _{ser} (kN)	9211.71	6878.87	4585.17	2297.84
	V _u (kN)	638.218	488.908	387.870	245.672
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)	7608.810	6724.280	5665.090	4439.810
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)	-1592.150	-1921.230	-2048.880	-2071.360
	σ_s (kN/m²)	348.00	348.00	348.00	348.00
	L _c	2.56	2.37	2.20	2.01
	L _t	0.54	0.68	0.80	0.94
	d	1.36	1.36	1.36	1.34
	d _{adopté}	0.27	0.34	0.40	0.47
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0.27	0.34	0.40	0.47
	σ_1	796.075	960.615	1024.440	1035.680
	N ₁	64.06	97.66	122.44	145.79
	N ₂	21.35	32.55	40.81	48.60
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)	1.84	2.81	3.52	4.19
	A _{v2} /bande (cm²)	0.61	0.94	1.17	1.40
	A _{vj} (cm²)	17.55	13.44	10.67	6.76
	A'v1/bande/nappe	6.23	6.17	6.19	5.88
	A'v2/bande/nappe	5.00	4.30	3.84	3.09

armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		2.68	3.39	3.98	4.69
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm ²)		6.24	6.24	6.24	6.24
	A'_{v2} adopté (cm ²)		6.24	4.68	4.68	4.68
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8 HA 10	8 HA 10	8 HA 10	8 HA 10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8 HA 10	6 HA 10	6 HA 10	6 HA 10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	11	13	15
		Bande 2	9	15	20	23
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9.30	9.15	9.00	8.85
	AH adopté (cm ²)		14.04	14.04	14.04	14.04
	choix de la section		18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.144	0.891	0.718	0.463
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.817	0.636	0.513	0.330
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14.637	11.106	7.525	3.834

• VOILE : VT3

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.85	2.80	2.75	2.70
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.57	0.56	0.55	0.54
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	H	2.71	2.71	2.71	2.71
Sollci tation de calcul	T(kN)	525.940	294.760	220.900	174.860
	N _{ser} (kN)	8637.84	6516.36	4322.40	2162.96

	Vu (kN)		736.316	412.664	309.260	244.804
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		6110.370	5182.990	4109.810	2821.100
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		-1119.870	-1199.670	-1241.630	-1379.060
	σ_s (kN/m ²)		348.00	348.00	348.00	348.00
	L _c		2.41	2.27	2.11	1.81
	L _t		0.44	0.53	0.64	0.89
	D		1.36	1.36	1.36	1.21
	d _{adopté}		0.22	0.26	0.32	0.44
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.22	0.26	0.32	0.44
	σ_1		559.935	599.835	620.815	689.530
	N ₁		37.08	47.35	59.42	91.69
	N ₂		12.36	15.78	19.81	30.56
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		1.07	1.36	1.71	2.63
	A _{v2} /bande (cm ²)		0.36	0.45	0.57	0.88
	A _{vj} (cm ²)		20.25	11.35	8.50	6.73
	A'v1/bande/nappe		6.13	4.20	3.83	4.32
	A'v2/bande/nappe		5.42	3.29	2.70	2.56
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2.21	2.63	3.19	4.43
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		6.24	6.24	6.24	6.24
	A'v2 adopté (cm ²)		6.78	4.68	4.68	4.68
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8 HA 10	8 HA 10	8 HA 10	8 HA 10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6 HA 12	6 HA 10	6 HA 10	6 HA 10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	8	10	14
		Bande 2	11	13	16	22
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8.55	8.40	8.25	8.10
	AH adopté (cm ²)		14.04	14.04	14.04	14.04
	choix de la section		18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30

Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1.435	0.819	0.625	0.504
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T_u	1.025	0.585	0.446	0.360
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14.888	11.445	7.727	3.937

- VOILE : VAT

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.80	1.80	1.80	1.80
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.36	0.36	0.36	0.36
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	2.71	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)	128.770	120.260	116.340	101.480
	N _{ser} (kN)	2868.73	2209.33	1511.62	789.40
	Vu (kN)	180.278	168.364	162.876	142.072
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	5674.610	5132.170	5098.130	4430.410
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	-2938.270	-2118.480	-1472.710	-875.740
	σ_s (kN/m ²)	348.00	348.00	348.00	348.00
	L _c	1.19	1.27	1.40	1.50
	L _t	0.61	0.53	0.40	0.30
	d	0.79	0.85	0.93	1.00
	d _{adopté}	0.31	0.26	0.20	0.15
	d2 = L _t -d _{adopté}	0.31	0.26	0.20	0.15
	σ_1	1469.135	1059.240	736.355	437.870
	N ₁	135.32	83.56	44.56	19.51
	N ₂	45.11	27.85	14.85	6.50
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3.89	2.40	1.28	0.56
	A _{v2} /bande (cm ²)	1.30	0.80	0.43	0.19
	A _{vj} (cm ²)	4.96	4.63	4.48	3.91
	A'v1/bande/nappe	5.13	3.56	2.40	1.54

	A'v2/bande/nappe		2.54	1.96	1.55	1.16
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3.07	2.63	2.02	1.49
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		6.24	4.68	4.68	4.68
	A'v2 adopté (cm ²)		3.12	3.12	3.12	3.12
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8 HA10	6 HA10	6 HA10	6 HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4 HA10	4 HA10	4 HA10	4 HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5.40	5.40	5.40	5.40
	AH adopté (cm ²)		14.04	14.04	14.04	14.04
	choix de la section		18HA10	18HA10	18HA10	18HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	0.556	0.520	0.503	0.438
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	0.397	0.371	0.359	0.313
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	7.767	6.020	4.119	2.151

2) les voiles longitudinales :

• VOILE : VL1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	0.90	0.88	0.85	0.83
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.18	0.175	0.17	0.165
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	2.66	2.66	2.66	2.66

Solicitation de calcul	T(kN)		453.090	296.910	205.030	102.050
	N _{ser} (kN)		2956.21	2163.50	1658.44	1569.90
	Vu (kN)		634.326	415.674	287.042	142.870
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		1141.720	1036.130	754.940	685.310
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		-3270.130	-3158.930	-2128.930	-1837.200
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00	348.00
	L _c		0.23	0.22	0.22	0.22
	L _t		0.67	0.66	0.63	0.60
	d		0.16	0.14	0.15	0.15
	d _{adopté}		0.16	0.14	0.15	0.15
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.51	0.51	0.48	0.45
	σ_1		2508.983	2468.177	1625.637	1380.327
	N ₁		89.73	81.07	55.70	48.08
	N ₂		128.42	127.06	77.89	62.31
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		2.24	2.03	1.39	1.38
	A _{v2} /bande (cm ²)		3.21	3.18	1.95	1.79
	A _{vj} (cm ²)		17.44	11.43	7.89	3.93
	A' _{v1} /bande/nappe		6.60	4.88	3.37	2.36
	A' _{v2} /bande/nappe		7.57	6.03	3.92	2.77
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1.55	1.44	1.48	1.49
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		6.78	6.78	4.68	3.12
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9.04	6.78	4.68	3.12
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	6 HA12	6 HA12	6 HA10	4 HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8 HA12	6 HA12	6 HA10	4 HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7	10
		Bande 2	12	17	17	22
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		2.70	2.63	2.55	2.48
	AH adopté (cm ²)		12.48	12.48	12.48	12.48
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30

Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	3.916	2.639	1.876	0.962
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T_u	2.797	1.885	1.340	0.687
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14.510	11.076	9.011	9.004

- VOILE : VL2

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	2.33	2.30	2.28	2.25
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.465	0.46	0.455	0.45
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	H	2.66	2.66	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)	692.900	385.110	337.550	231.540
	N _{ser} (kN)	7082.20	6400.67	5673.81	2898.92
	Vu (kN)	970.060	539.154	472.570	324.156
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)	6777.930	5356.370	4491.530	3635.770
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)	-1687.280	-964.470	-729.720	-531.020
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00
	L _c	1.86	1.95	1.96	1.96
	L _t	0.46	0.35	0.32	0.29
	d	1.24	1.30	1.30	1.31
	d adopté	0.23	0.18	0.16	0.14
	d2 = L _t - d adopté	0.23	0.18	0.16	0.14
	σ_1	843.640	482.235	364.860	265.510
	N ₁	58.64	25.39	17.40	11.42
	N ₂	19.55	8.46	5.80	3.81
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	1.47	0.63	0.44	0.29
	A _{v2} /bande (cm ²)	0.49	0.21	0.15	0.10
	A _{vj} (cm ²)	26.68	14.83	13.00	8.91
	A'v1/bande/nappe	8.14	4.34	3.68	2.51

	A'v2/bande/nappe		7.16	3.92	3.39	2.32
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2.32	1.75	1.59	1.43
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		9.04	4.68	4.68	3.12
	A'v2 adopté (cm ²)		9.24	4.52	4.52	3.12
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8 HA 12	6 HA 10	6 HA 10	4 HA 10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6 HA 14	4 HA 12	4 HA 12	4 HA 10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	10	10	15
		Bande 2	12	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6.98	6.90	6.83	6.75
	AH adopté (cm ²)		12.48	12.48	12.48	12.48
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	2.318	1.302	1.154	0.800
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	T _u	1.656	0.930	0.824	0.572
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14.382	13.509	12.103	6.311

- VOILE : VAL

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	hauteur étage (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.90	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.38	0.38	0.38	0.38
	He	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	2.86	2.86	2.86	2.86

Solicitation de calcul	T(kN)		141.850	106.070	91.420	61.470
	N _{ser} (kN)		1080.36	871.85	632.00	351.75
	Vu (kN)		198.590	148.498	127.988	86.058
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		4827.990	3697.310	2817.760	1886.060
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		-1924.930	-1069.990	-825.100	-418.680
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00	348.00
	L _c		1.36	1.47	1.47	1.55
	L _t		0.54	0.43	0.43	0.35
	d		0.91	0.98	0.98	1.04
	d _{adopté}		0.27	0.21	0.22	0.17
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.27	0.21	0.22	0.17
	σ_1		962.465	534.995	412.550	209.340
	N ₁		78.19	34.22	26.63	10.84
	N ₂		26.06	11.41	8.88	3.61
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		1.95	0.86	0.67	0.31
	A _{v2} /bande (cm ²)		0.65	0.29	0.22	0.10
	A _{vj} (cm ²)		5.46	4.08	3.52	2.37
	A'v1/bande/nappe		3.32	1.88	1.55	0.90
	A'v2/bande/nappe		2.02	1.31	1.10	0.70
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2.71	2.13	2.15	1.73
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4.68	3.12	3.12	3.12
	A'v2 adopté (cm ²)		3.12	3.12	3.12	3.12
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	6 HA 10	4 HA 10	4 HA 10	4 HA 10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4 HA 10	4 HA 10	4 HA 10	4 HA 10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5.70	5.70	5.70	5.70
	AH adopté (cm ²)		12.48	12.48	12.48	12.48
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10	16HA10
	Espacement st(cm)		30	30	30	30

Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.581	0.434	0.374	0.252
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.415	0.310	0.267	0.180
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2.758	2.239	1.623	0.903

VII) Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

1) Méthode de calcul :**Contraintes limite de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2) Ferrailage des linteaux :**➤ Premier cas :**

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

- Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

i) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e},$$

Avec : $Z = h - 2d$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 \cdot V_u$)

ii) Aciers transversaux :

✓ Premier sous cas :

Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

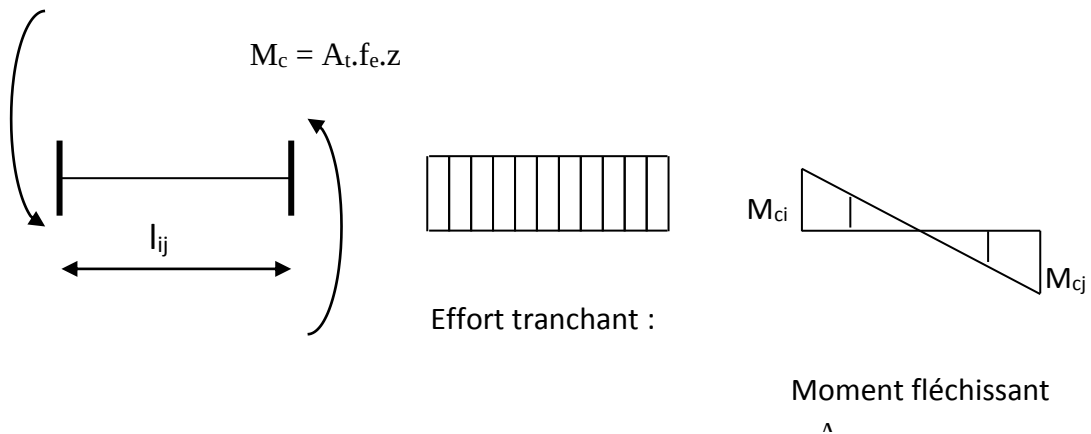
✓ Deuxième sous cas :

Linteaux courts ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e} \text{ et } V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$\text{Ou : } V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul ; } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} ; V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :



➤ **Deuxième cas :**

$$\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$; $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

3) Ferraillage minimal :

- ✓ Armatures longitudinales : $A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$
- ✓ Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$:
- ✓ Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

$$\begin{array}{ll} \checkmark \text{ Armatures de diagonales : } A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ & A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{array}$$

4) Exemple de calcul :**i) Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :**

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$l = 1.65 \text{ m}$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

ii) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} ; V = 1.4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 485.84 \times 10}{22 \times 0.9 \times 106} = 3.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

iii) Armatures longitudinales :

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 22 \times 106 = 3.5 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{2.1 \times 22 \times (106 - 3)}{400} = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 2\text{HA16} \Rightarrow A_l = 4.02 \text{ cm}^2$$

iv) Armatures transversales :

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{106}{4} = 26.5 \text{ cm}$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot e = 0.0025 \times 22 \times 20 = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 2\text{HA}12 \quad \Rightarrow \quad A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

v) Armatures diagonales :

$$\tau_b = 3.24 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc ses armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{170 - 2 \times 2.5}{100} = 1.65 \Rightarrow \alpha = 59^\circ$$

$$A_D = \frac{4858.4}{2 \times 400 \times 0.85} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 2(\text{HA}20 + \text{HA}16) \Rightarrow A_D = 10.32 \text{ cm}^2$$

vi) Armatures de peau :

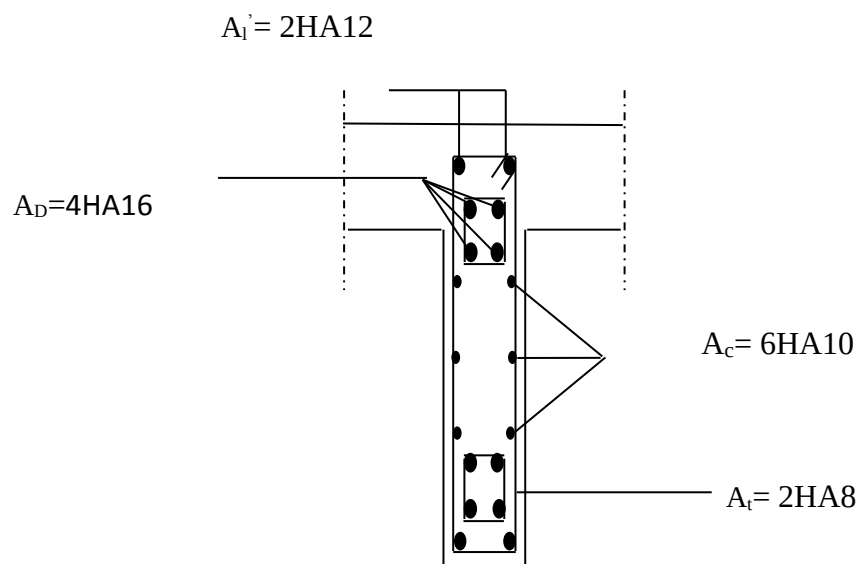
$$A_c \geq 0.002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 20 \times 170 = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 5 \text{ HA}14 \quad \Rightarrow \quad A_c = 7.69 \text{ cm}^2$$

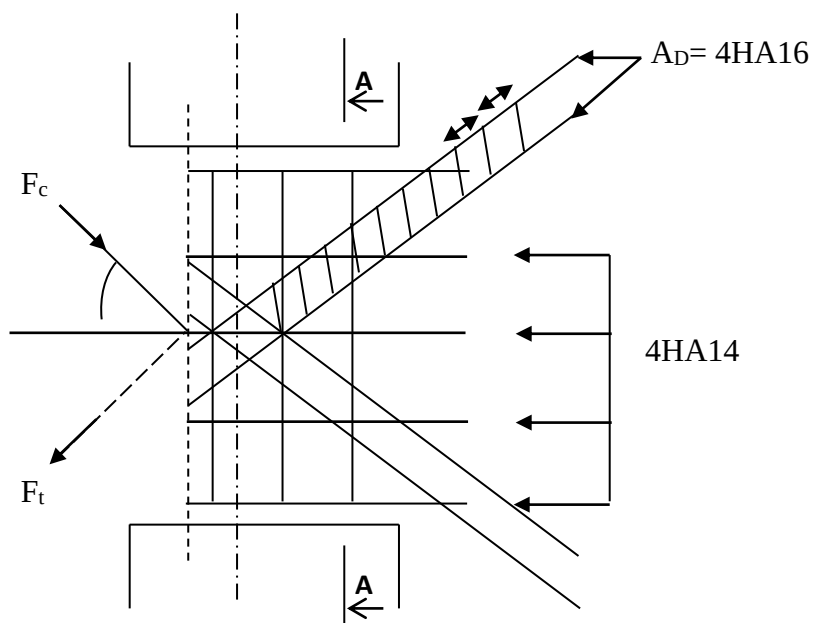
Remarque : Les résultats suivant les différentes zones sont résumés dans le tableau suivant :

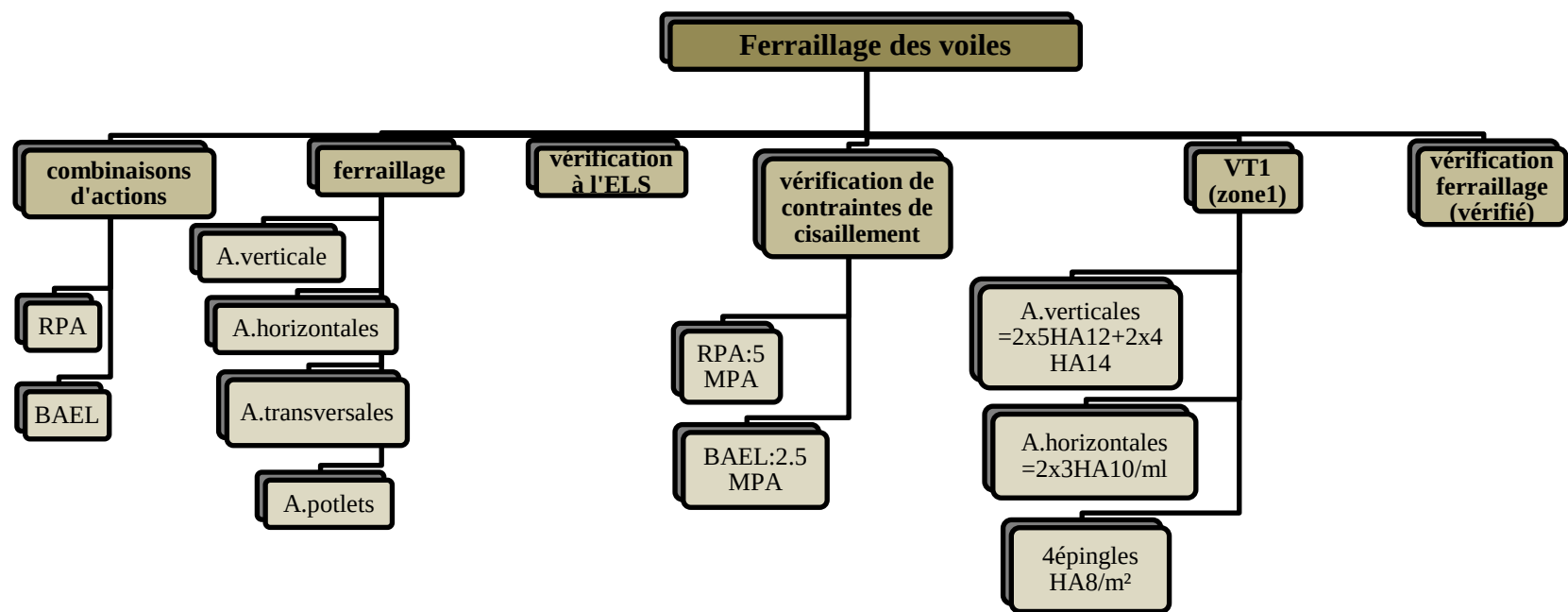
	Zone	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.6	0.6	0.6
	L	1.65	1.65	1.65
	e (m) (m)	0.2	0.2	0.2
Contraintes de cisaillement	V (KN)	333,56	328.95	226.71
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5

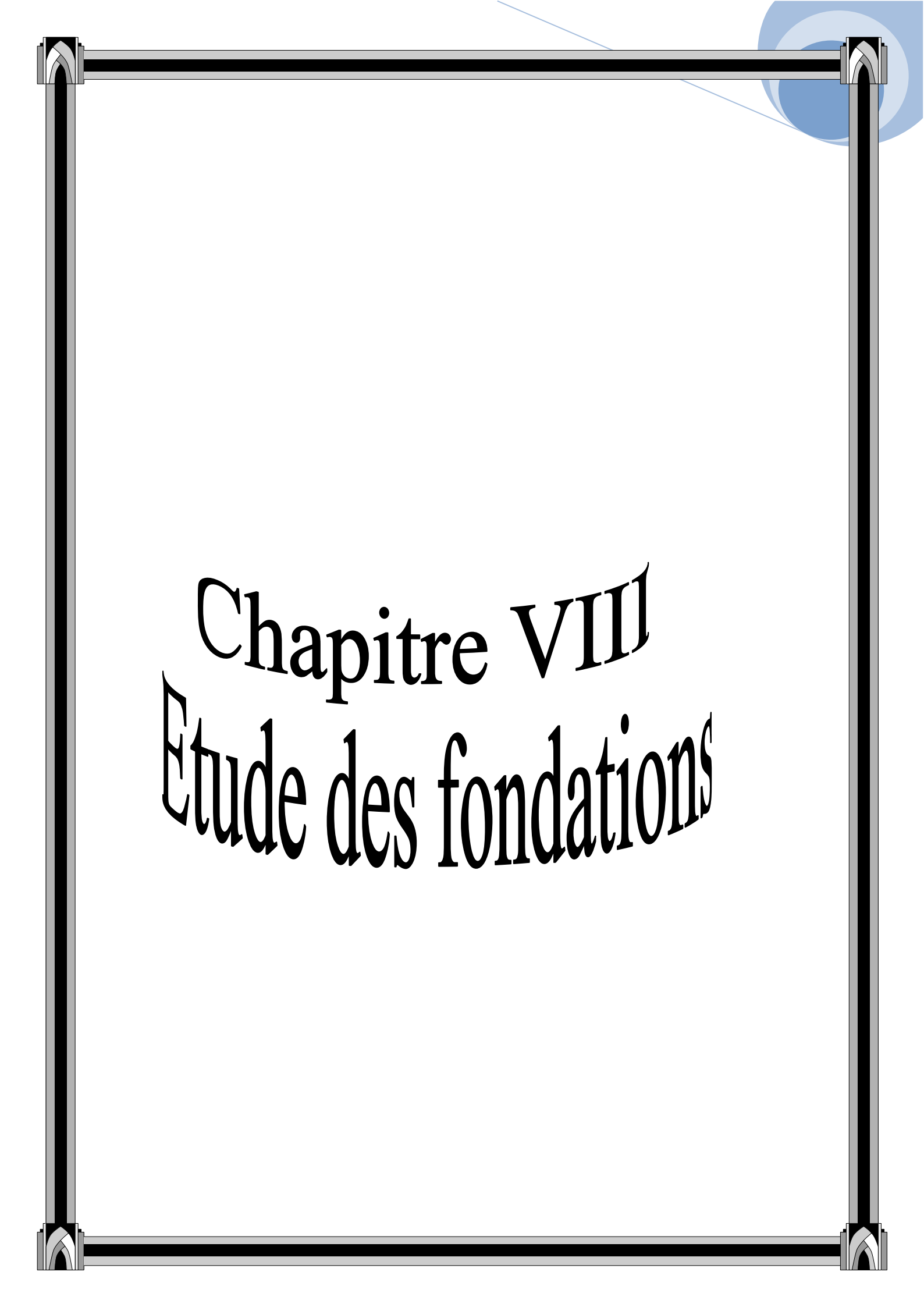
	τ_b (MPa)	4.2	3.045	2.94
Ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1.5	1.5	1.5
	τ_b (MPa)	4.2	3.045	2.94
	A_l, A_l' (cm ²)	1.8	1.8	1.8
	Choix des barres	2HA12	2HA12	2HA12
	A_l, A_l' adoptée (cm ²)	2.26	2.26	2.26
	A_t (cm ²)	0.9	0.9	0.9
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
	A_t adoptée (cm ²)	1	1	1
	S_t (cm)	15	15	15
	A_D (cm ²)	12.01	11,75	8.10
	Choix des barres	6HA16	6HA16	6HA14
	A_D adoptée (cm ²)	12.06	12.06	9.24
	A_C (cm ²)	2.4	2.4	2.4
	Choix des barres	6HA10	6HA10	6HA10
	A_C adoptée (cm ²)	4.71	4.71	4.71
	Longueur d'ancrage (cm)	95	95	85



Coupe A-A







Chapitre VIII

Etude des fondations

I) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale 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 être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

II) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude de laboratoire nous a donné la valeur de **2.5 bars** comme contrainte admissible du sol.

III) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;

- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du SS1.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

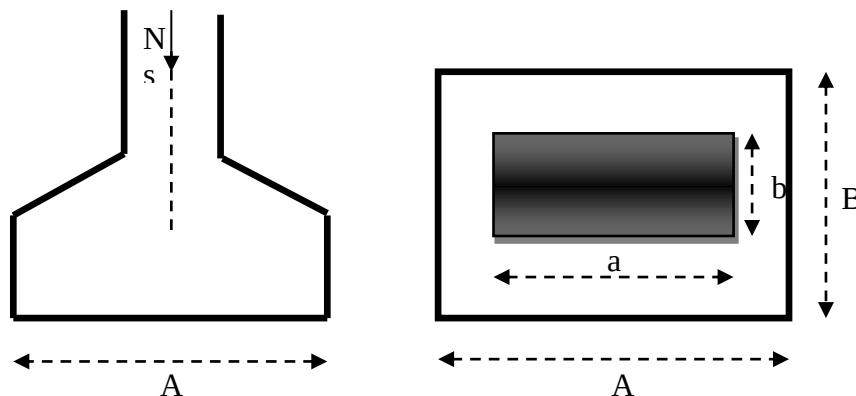
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple : $N_{ser} = 1918,67 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2,77 \text{ m}$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au rapprochement de 20cm, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



2) Semelles filantes :

i) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0,25 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	9287,83	3,9	4,53	17,67
V _{T1}	9287,83	3,9	4,53	17,67
V _{T1}	9287,83	3,9	4,53	17,67
V _{T1}	9287,83	3,9	4,53	17,67
V _{T2}	9211,71	3,65	4,10	14,97
V _{T2}	9211,71	3,65	4,10	14,97
V _{T3}	8637,84	3,4	3,36	11,42
V _{T3}	8637,84	3,4	3,36	11,42
V _{TA}	2868,73	1,8	1,77	3,18
V _{TA}	2868,73	1,8	1,77	3,18
				St = 124,42

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL ₁	14159,21	3,3	7,16	23,63
VL ₁	14159,21	3,3	7,16	23,63
VL ₁	14159,21	3,3	7,16	23,63
VL ₁	14159,21	3,3	7,16	23,63
VL ₂	11236,8	2,6	6,79	17,65
VL ₂	11236,8	2,6	6,79	17,65
VL ₂	11236,8	2,6	6,79	17,65
VL ₂	11236,8	2,6	6,79	17,65
VL _A	1080,36	1,9	1,07	2,03
				St = 167,15

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 291.57 m²**.

ii) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- _ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- _ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- _ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{array}{l} \swarrow e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \searrow e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{array}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

c) Application :

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
C ₁	649,08	-13,1	-8502,948	-13,409
C ₂	655,58	-9,8	-6424,684	2,049
C ₃	1372,53	-6,5	-8921,445	-6,641
C ₄	1903,91	-2	-3807,82	0,298
C ₅	1918,67	2	3837,34	-4,863
C ₆	1567,98	6,5	10191,87	3,457
C ₇	783,14	9,8	7674,772	-14,048
C ₈	700,21	13,1	9172,751	13,591
	R=9551,1		Σ =3219,836	Σ = -19,566

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

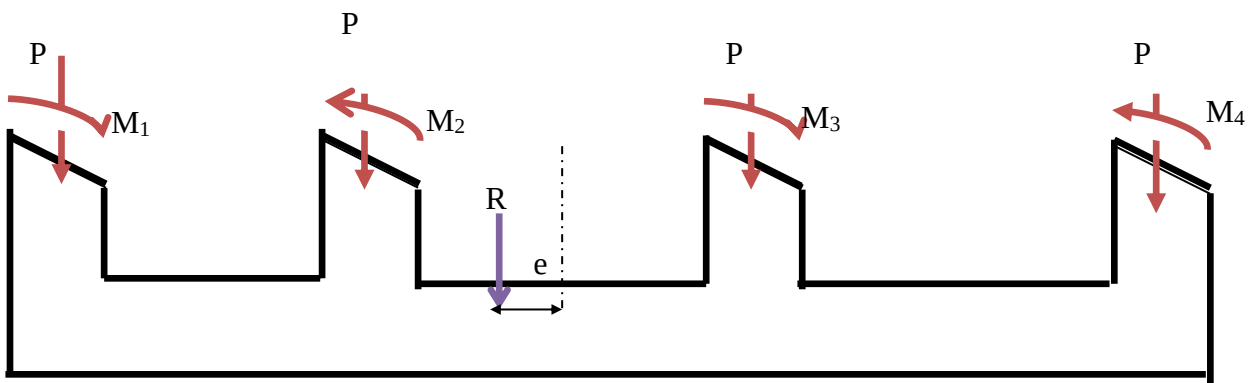
$$e = 0,34 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26,2}{6} = 4,37 \text{ m}$$

Dans notre cas on aurait une repartitions trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9551,1}{26,2} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,34}{26,2}\right) = 236,57 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9551,1}{26,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,34}{26,2}\right) = 312,52 \text{ kN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9551,1}{26,2} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,34}{26,2}\right) = 287,5 \text{ kN/m}$$



d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{287,5}{250} = 1,15 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,20 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1,20 \times 26,2 = 29,44 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 29,44 \times 8 = 235,52 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{st} = 26,2 \times 18,25 = 478,15 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{461,87}{478,15} = 0,9659$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 96,59 %

➤ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment (l'assise), vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur donc, il est préalable d'établir un radier général (présentera une grande rigidité), ces fondations constituent un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer la stabilité au renversement de la structure
- Transmettre au sol de fondation la totalité des charges.
- Limiter les tassements différentiels.

IV) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

1) Pré dimensionnement du radier :

i) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

ii) Selon la condition forfaitaire :

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 80 \text{ cm}$

iii) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{1081886}} = 0,90 \text{ m}$$

D'où :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90$$

$$36 \leq b_n \leq 63 \rightarrow b_n = 60 \text{ cm}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 60 \text{ cm}$$

2) Détermination des efforts :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **$h_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$**

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (26,20 \times 0,50 + 18,25 \times 0,50) \times 2 = 44,45 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : la surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 523,9 + 44,45 = 568,35 \text{ m}^2$$

i) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

Poids de la dalle : $G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = [(568.35) \times 25 \times 0,30] = 4262.63 \text{ KN}$.

Poids des nervures : $G_{nervures} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b = [(0,80 - 0,3) \times 0.6 \times 25 \times (27,2 \times 6) + (19,25 \times 8)] = 2379 \text{ KN}$.

Poids du remblai en TVO : $G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_b$

$G_{TVO} = [(568.35 - ((27,2 \times 6) + (19,25 \times 8))) \times (0.8 - 0.3) \times 25] = 3139.38 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante (ep=10cm): $[(568.35 \times 25 \times 0.1)] = 1420.88 \text{ KN}$

$G_{tot} = 11003.64 \text{ KN}$.

ii) Combinaisons d'actions :

$G = 67682.36 \text{ KN}$ (Les résultats du ETABS)

$Q = 11573.66 \text{ KN}$

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 10873168 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 7925601 \text{ KN}$

iii) Détermination de la surface nécessaire du radier :

L'ELU : $S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{10873168}{1,33 \times 250} = 327,01 \text{ m}^2$

L'ELS : $S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{7925601}{250} = 317,02 \text{ m}^2$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 327,01 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V) Vérification :**1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{10873168 \times 1}{568,35} \times \frac{4,80}{2} = 459,15\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{459,15}{1 \times 0,270} = 1700,54\text{ kN/m}^2 = 1,7\text{ MPa}$$

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

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

2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

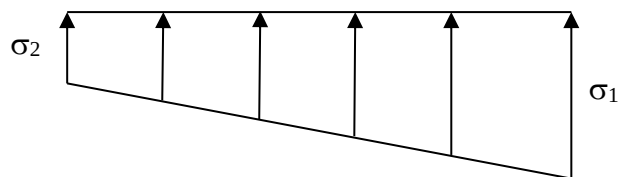


Figure1. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.6m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.625m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{27.2 \times 19.25^3}{12} = 16168.88m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{19.25 \times 27.2^3}{12} = 32281.69m^4$$

c) Calcul des moments :

$$N_u = 56111.24KN$$

$$N_s = 41020.68KN$$

$$M_{0x} = 1384.745KN.m$$

$$T = 1982.66KN$$

$$M_{0y} = 1342.11KN.m$$

$$T = 1966.42KN$$

$$M_{xx} = 1384.745 + 1982.66 \times 1 = 3367.405 KN.m$$

$$M_{yy} = 1342.11 + 1966.42 \times 1 = 3308.53 KN.m$$

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	101,56	95,89	100,14	75,01	69,34	73,59	CV
Y - Y	99,71	97,74	99,22	73,16	71,19	72,67	CV

3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

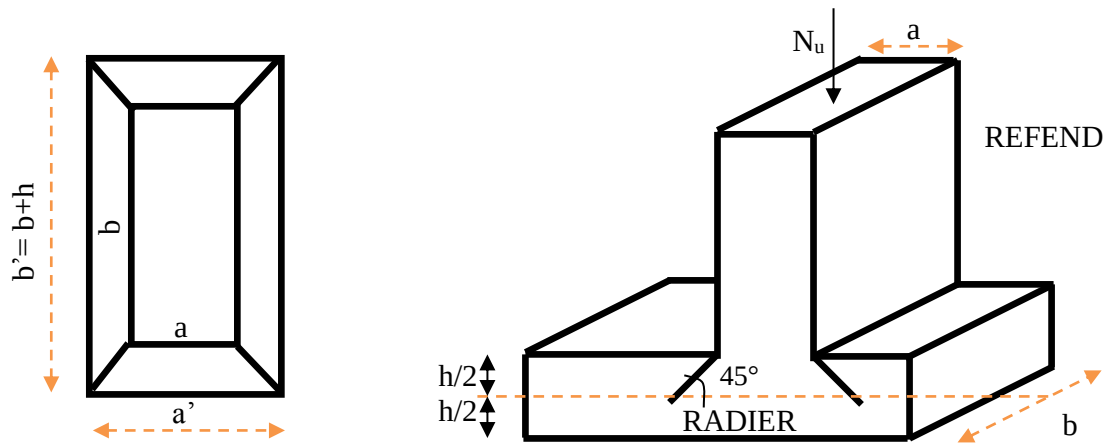


Figure 2. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times 1) = 6.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2644.49 \text{ KN}$$

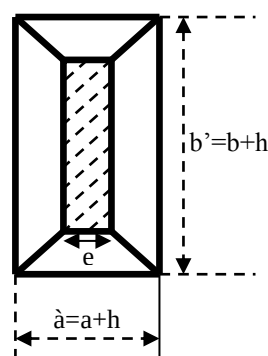
$$N_u < (0,07 \times 6.2 \times 1 \times 25000) / 1.5 = 7233.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.9 + 2 \times 1) = 12.2 \text{ m}$$

$$N_u = 12699.92$$

$$N_u < 0,07 \times 1 \times 12,2 \times 25000 = 14233.33 \text{ KN}$$

**VI) Ferrailage du radier :****1) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

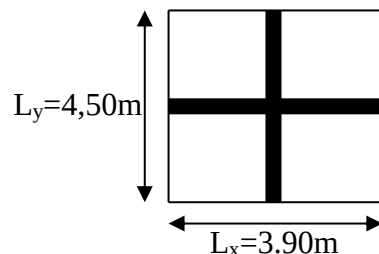
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

i) Identification du panneau :

$$L_x = 3.9 \text{ m} ; L_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.90}{4.50} = 0,86$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (100.14 - \frac{1100364}{568.35}) \times 1ml = 80.78 kN / m$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (73.59 - \frac{1100364}{568.35}) \times 1ml = 54.23 kN / m$$

ii) Calcul a L'ELU :

$$q_u = 80.78 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,86 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0498 \\ U_y = 0,693 \end{cases}$$

iii) Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0498 \times 80.78 \times (3.9^2) = 61.19 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,693 \times 61.19 = 42.4 \text{ KN}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

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

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

iv) Ferrailage :

$$M_{app} = -0,5 M$$

$$M_t = 0,75 M$$

$$u_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A = \frac{M}{B d \sigma_{stt}}$$

Avec : $S_t < \min (3h, 33 \text{ cm})$

Les résultats sont données par le tableau suivant :

		M (kn.m)	μ	$\mu < \mu = 0.392$	β	A (cm ²)	A _{adap} /ml (nØ)	St (cm)
Sens X-X	Appui	-30,6	0,030	Cv→SSA	0,985	3,31	6,15 (4HA14)	25
	Travée	45,9	0,044	Cv→SSA	0,978	4,99	6,15 (4HA14)	25
Sens Y-Y	Appui	-21,2	0,020	Cv→SSA	0,99	2,28	6,15 (4HA14)	25
	Travée	31,8	0,031	Cv→SSA	0,9845	3,44	6,15 (4HA14)	25

2) Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho = 0,8\%$ pour les HA FeE400

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.86}{2} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

3) Calcul a LELS :

$$q_s = 54,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,86 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0498 \\ U_y = 0,693 \end{cases}$$

Calcul des moments M_u, M_y .

$$M_{0x} = u_x \times q_s l_x^2 = 0,0498 \times 54,23 \times (3.9^2) = 41,08 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,693 \times 41,08 = 28,47 \text{ KN}$$

Calcul des moments M_a , M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 41,08 = -20,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 41,08 = 30,81 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 28,47 = -14,24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 28,47 = 21,35 \text{ KN.m}$$

4) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	-30,6	-20,54	1,49	0,030	0,0381	0,495	Vérifiée
	Travée	45,9	30,81	1,49	0,044	0,0562	0,495	Vérifiée
Y- Y	Appuis	-21,2	-14,24	1,49	0,020	0,0252	0,495	Vérifiée
	Travée	31,8	21,35	1,49	0,031	0,03935	0,495	Vérifiée

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

5) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

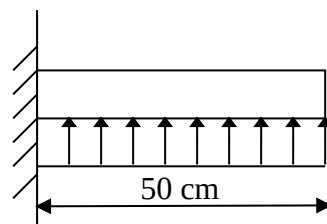


Figure 3. Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul :

➤ A l'ELU :

$$P_u = 80,78 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-80,78 \times (0,50)^2}{2} = -10,1 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$P_s = 73,59 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-73,59 \times 0,50^2}{2} = -9,2 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,1 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,01 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,01 \Rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,1 \times 10^3}{0,995 \times 27 \times 348} = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,08 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

d) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,1}{9,2} = 1,1 \quad \mu = 0,01 \Rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

6) Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises

par chaque panneau se subdivisent en deux types de charges trapézoïdales et triangulaires.

- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

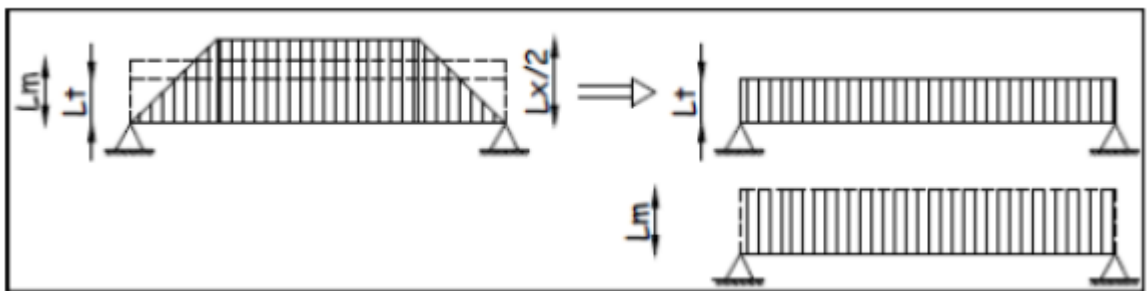


Figure 4. Présentation des charges simplifiée.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

❖ Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

❖ Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

i) Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

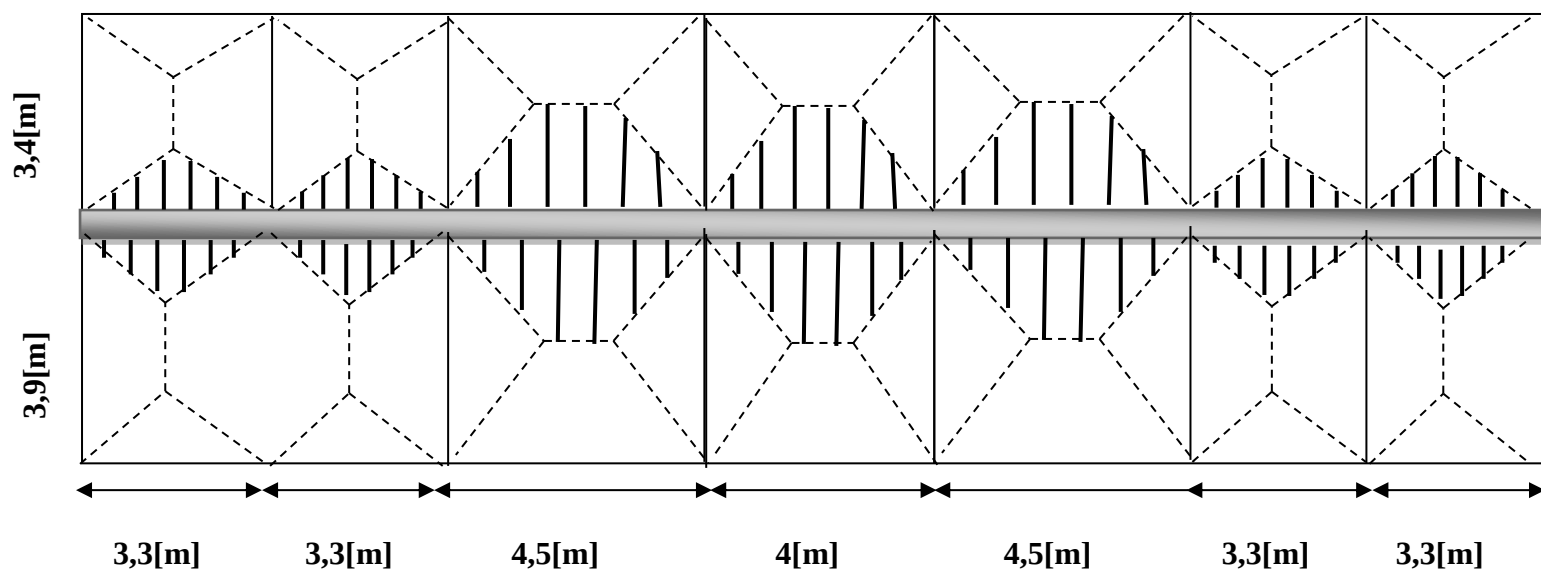
➤ **Sens longitudinal :**

$$ELU : q_u = 80.78 \text{ KN/m}$$

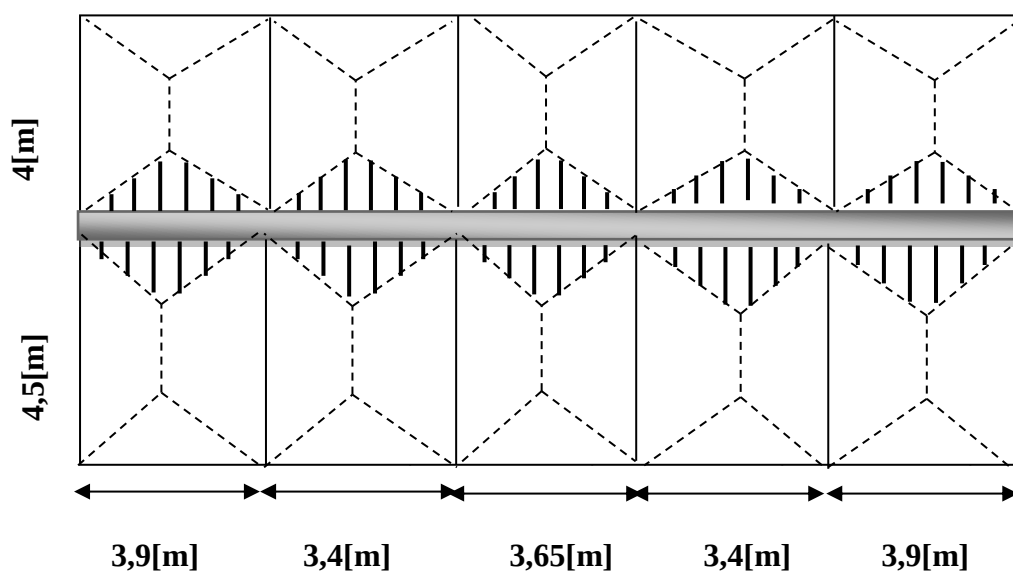
$$ELS : q_s = 54.23 \text{ KN/m}$$

ii) Schémas statique de calcul :

➤ **Sens longitudinal (fil 2) :**



➤ **Sens transversal (fil D) :**



➤ **Sens longitudinal (on a 6 fils) :**

Calcul des charges (avec le fil la plus sollicité fil 2) :

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	1	3,30	3,90	0,85	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77	177,54	59,59	119,19	66,64	133,29	44,74	89,48
	2	3,30	3,40	0,97	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77		59,59		66,64		44,74	
BC	1	3,30	3,90	0,85	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77	177,54	59,59	119,19	66,64	133,29	44,74	89,48
	2	3,30	3,40	0,97	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77		59,59		66,64		44,74	
CD	1	3,90	4,50	0,87	Trapézoïdal	1,462	1,218	80,78	54,23	118,08	229,28	79,27	153,92	98,36	196,49	66,03	131,91
	2	3,40	4,50	0,76	Trapézoïdal	1,377	1,215	80,78	54,23	111,19		74,65		98,13		65,88	
DE	1	3,90	4,00	0,98	Trapézoïdal	1,332	1,023	80,78	54,23	107,61	211,86	72,24	142,23	82,65	170,37	55,48	114,37
	2	3,40	4,00	0,85	Trapézoïdal	1,291	1,086	80,78	54,23	104,25		69,99		87,72		58,89	
EF	1	3,90	4,50	0,87	Trapézoïdal	1,462	1,218	80,78	54,23	118,08	229,28	79,27	153,92	98,36	196,49	66,03	131,91
	2	3,40	4,50	0,76	Trapézoïdal	1,377	1,215	80,78	54,23	111,19		74,65		98,13		65,88	
FG	1	3,30	3,90	0,85	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77	177,54	59,59	119,19	66,64	133,29	44,74	89,48
	2	3,30	3,40	0,97	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77		59,59		66,64		44,74	
GH	1	3,30	3,90	0,85	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77	177,54	59,59	119,19	66,64	133,29	44,74	89,48
	2	3,30	3,40	0,97	Triangulaire	1,099	0,825	80,78	54,23	88,77		59,59		66,64		44,74	

➤ **Sens transversal (on a 8 fils) :**

Calcul des charges (avec le fil le plus sollicité fil D) :

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	3,90	4,50	0,87	Triangulaire	1,299	0,975	80,78	54,23	104,91	209,82	70,43	140,86	78,76	157,52	52,87	105,75
	2	3,90	4,00	0,98	Triangulaire	1,299	0,975	80,78	54,23	104,91		70,43		78,76		52,87	
2-3	1	3,40	4,50	0,76	Triangulaire	1,132	0,85	80,78	54,23	91,46	182,92	61,40	122,80	68,66	137,33	46,10	92,19
	2	3,40	4,00	0,85	Triangulaire	1,132	0,85	80,78	54,23	91,46		61,40		68,66		46,10	
3-4	1	3,65	4,50	0,81	Triangulaire	1,215	0,913	80,78	54,23	98,18	196,37	65,91	131,83	73,71	147,42	49,48	98,97
	2	3,65	4,00	0,91	Triangulaire	1,215	0,913	80,78	54,23	98,18		65,91		73,71		49,48	
4-5	1	3,40	4,50	0,76	Triangulaire	1,132	0,850	80,78	54,23	91,46	182,92	61,40	122,80	68,66	137,33	46,10	92,19
	2	3,40	4,00	0,85	Triangulaire	1,132	0,850	80,78	54,23	91,46		61,40		68,66		46,10	
5-6	1	3,90	4,50	0,87	Triangulaire	1,299	0,975	80,78	54,23	104,91	209,82	70,43	140,86	78,76	157,52	52,87	105,75
	2	3,90	4,00	0,98	Triangulaire	1,299	0,975	80,78	54,23	104,91		70,43		78,76		52,87	

iii) Les diagrammes :➤ Sens longitudinale :

Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

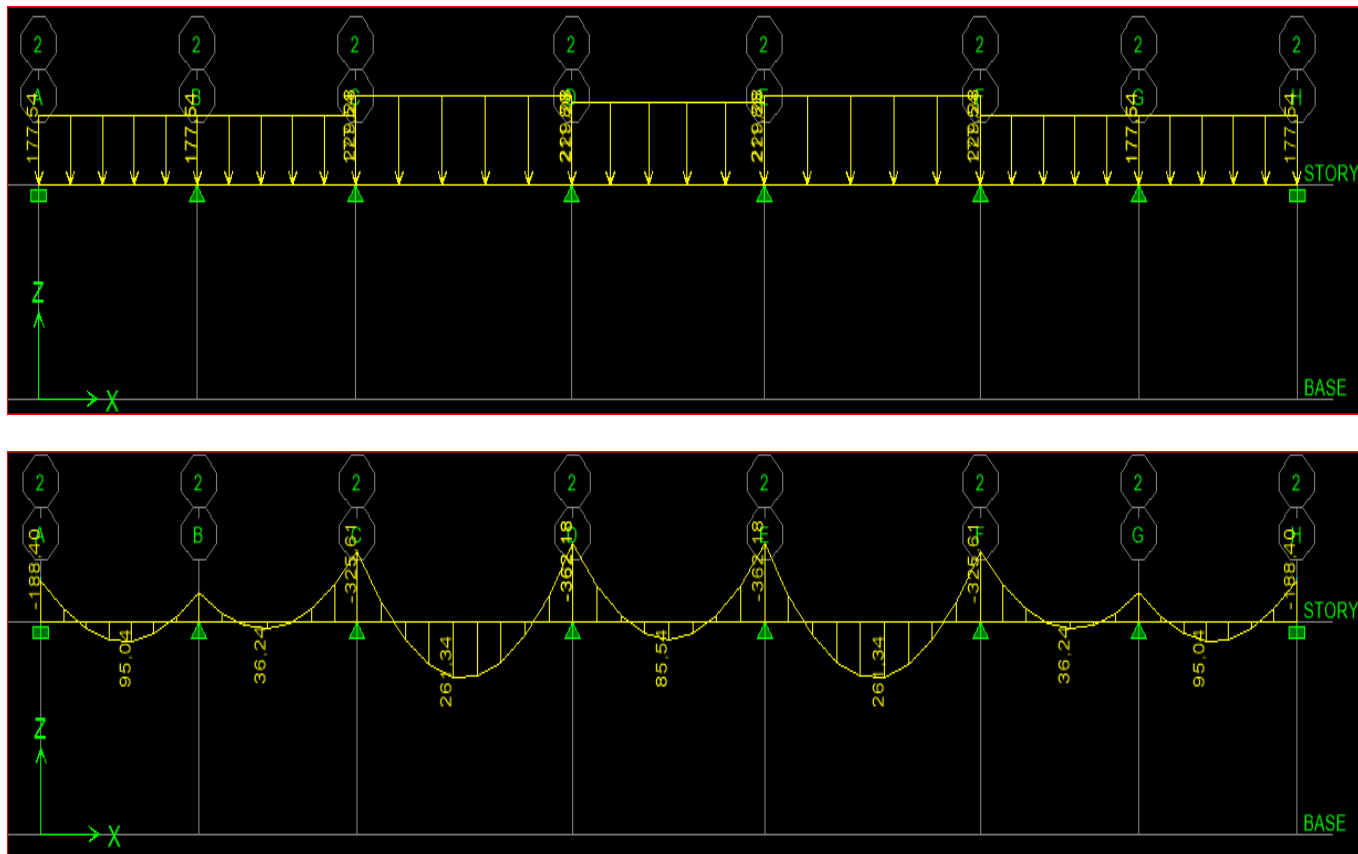
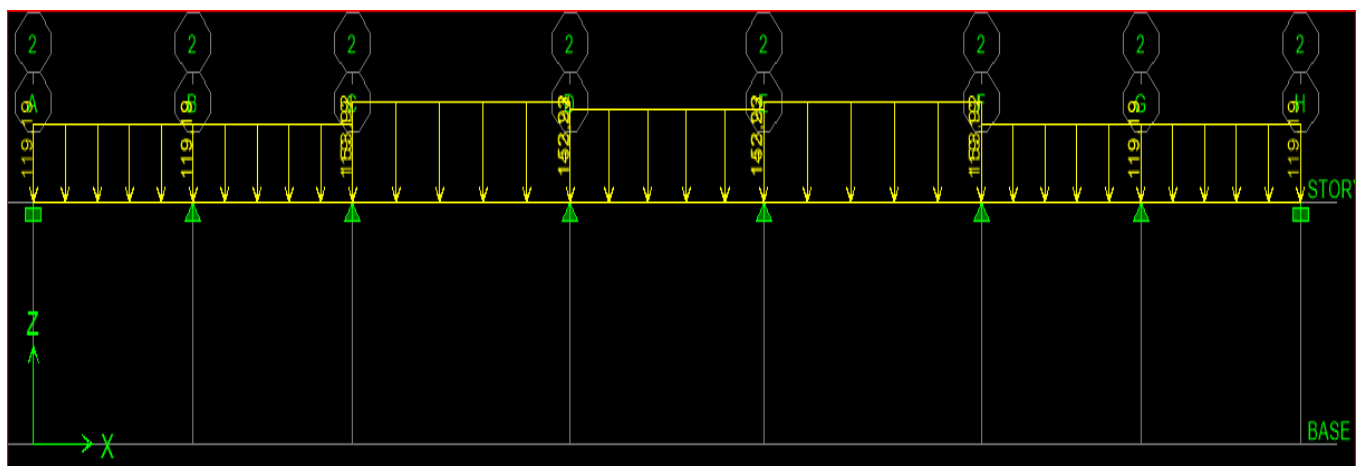


Figure 4. Schéma statique de la nervure à l'ELU.

Diagramme des moments fléchissant (ELS) :



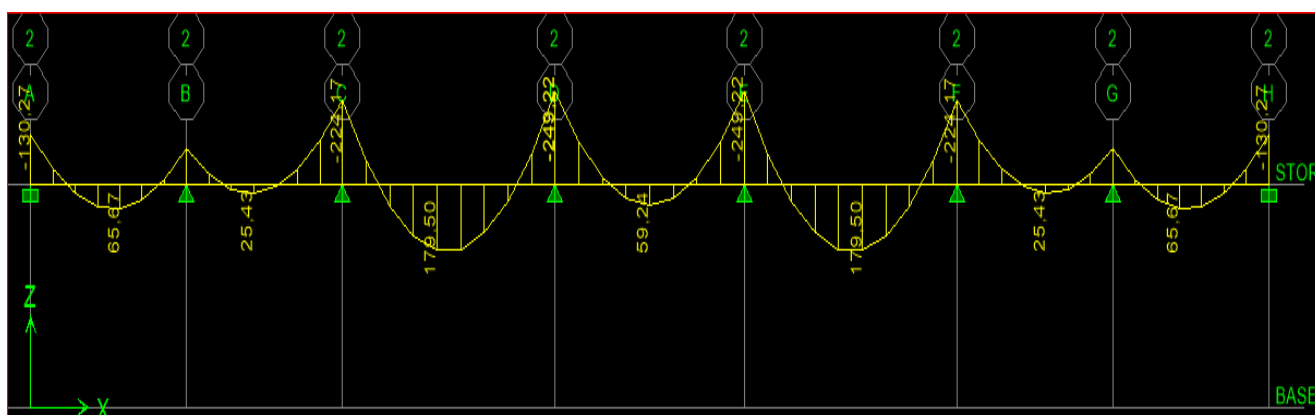


Figure 6. Schéma statique de la nervure à l'ELS.

Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

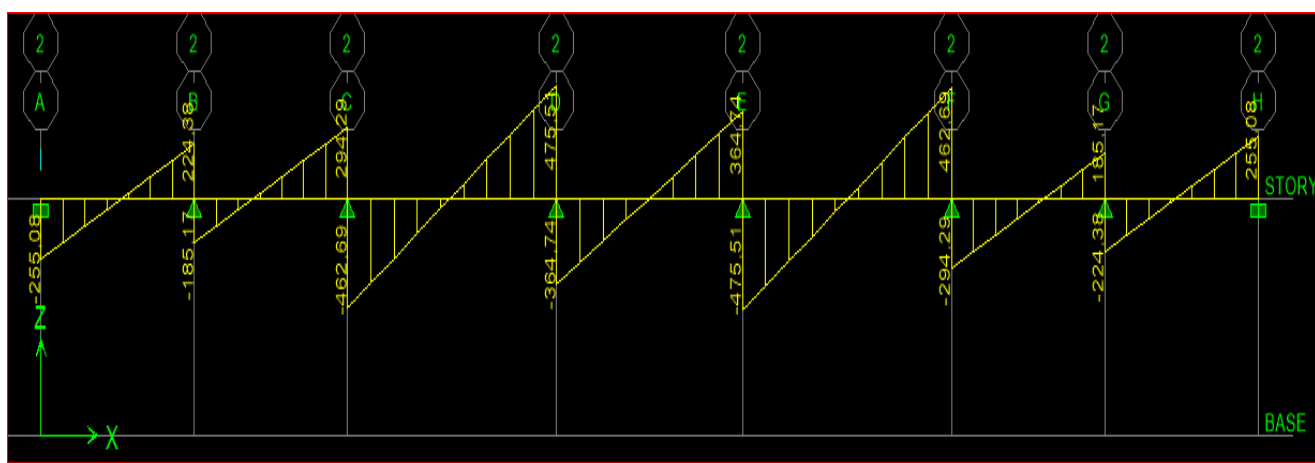
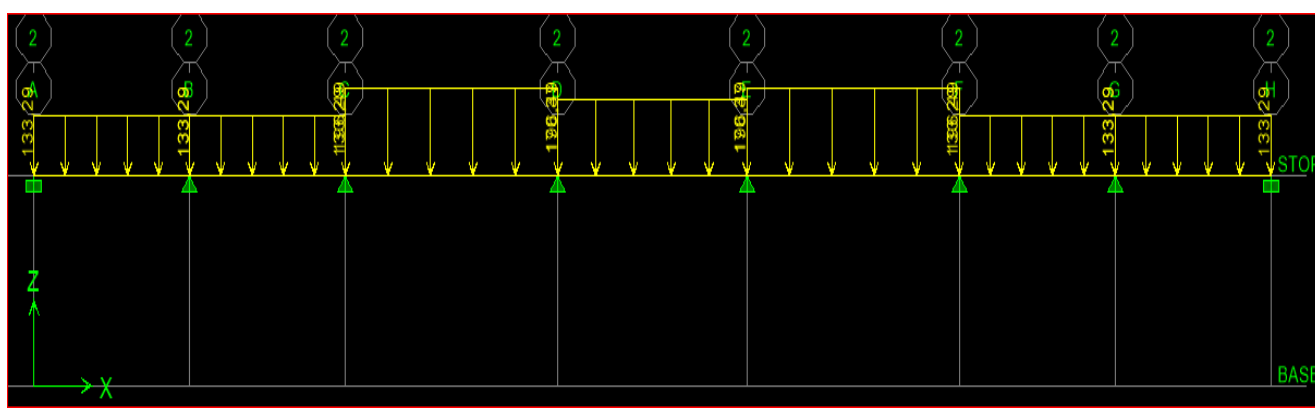


Figure 7. Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

➤ Sens transversale :

Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

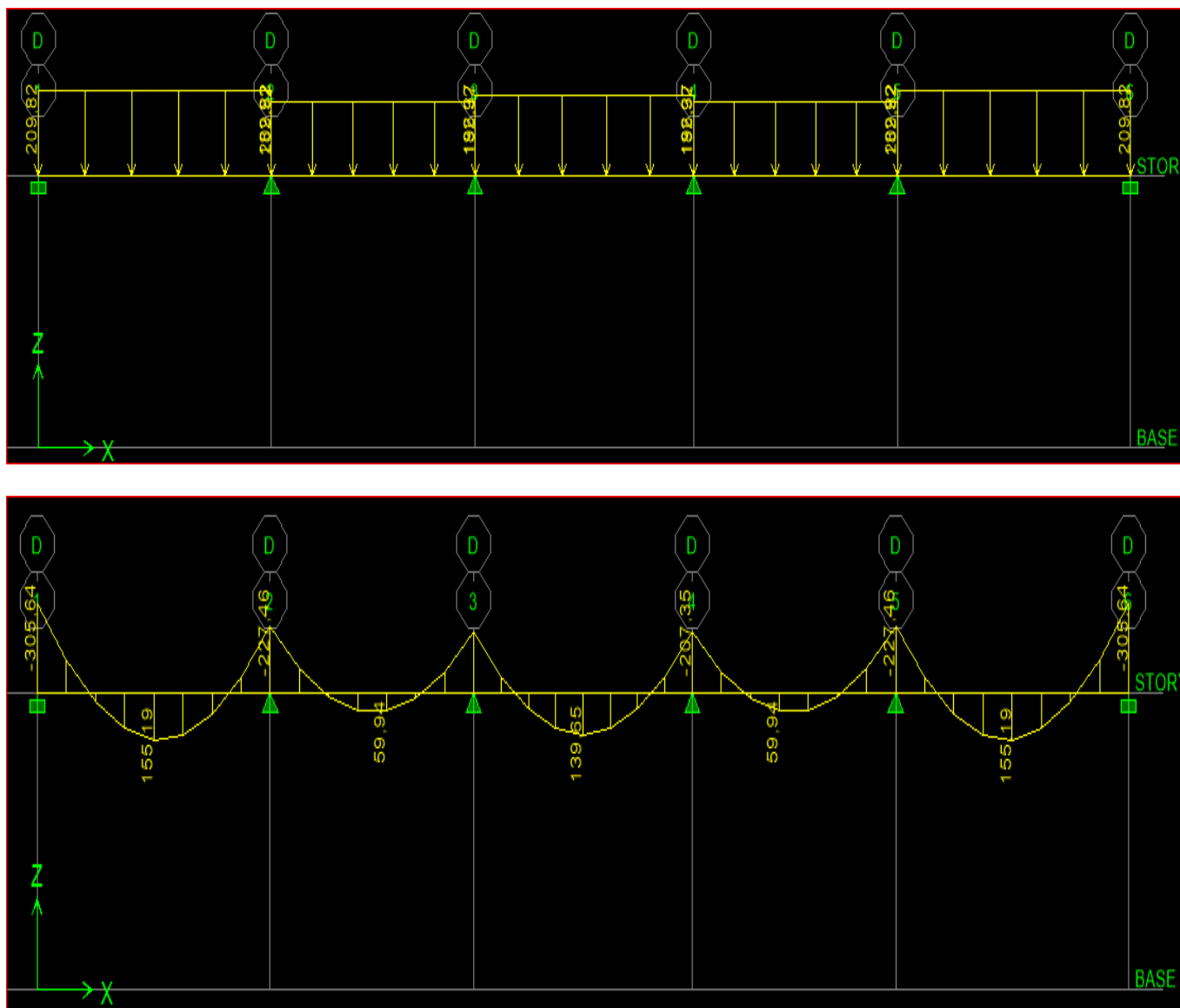


Figure 8. Schéma statique de la nervure à l'ELU.

Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

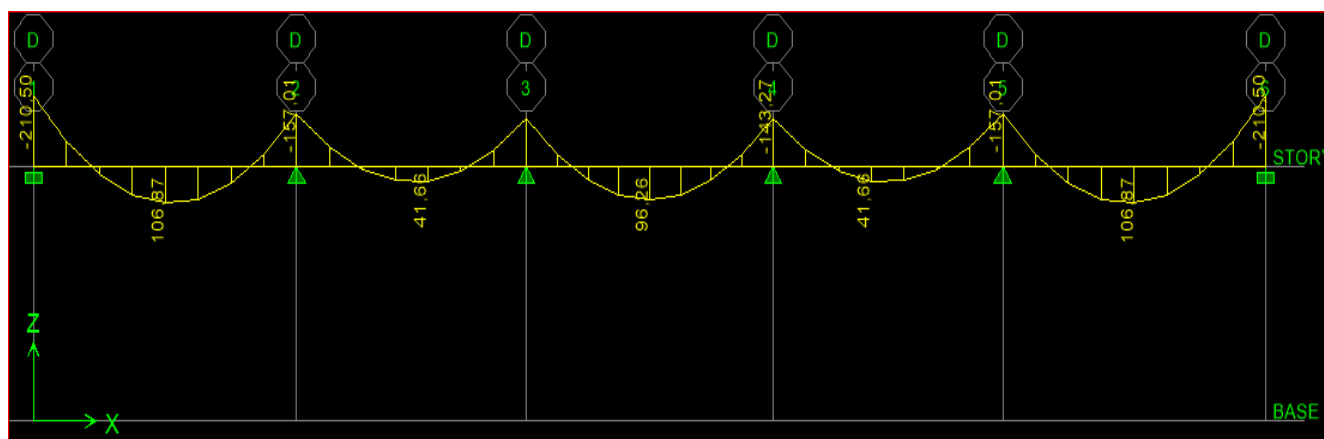
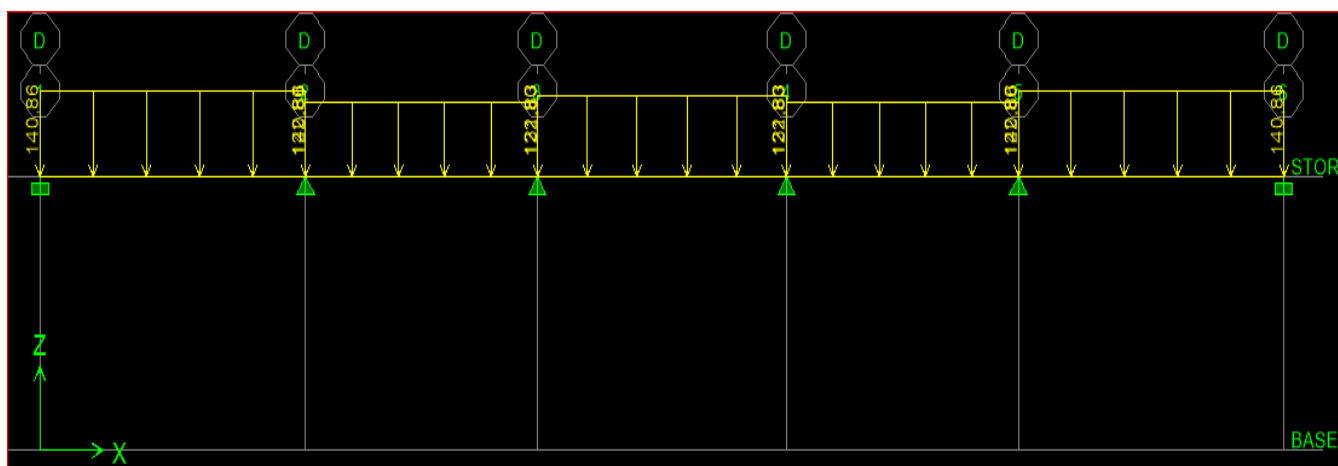
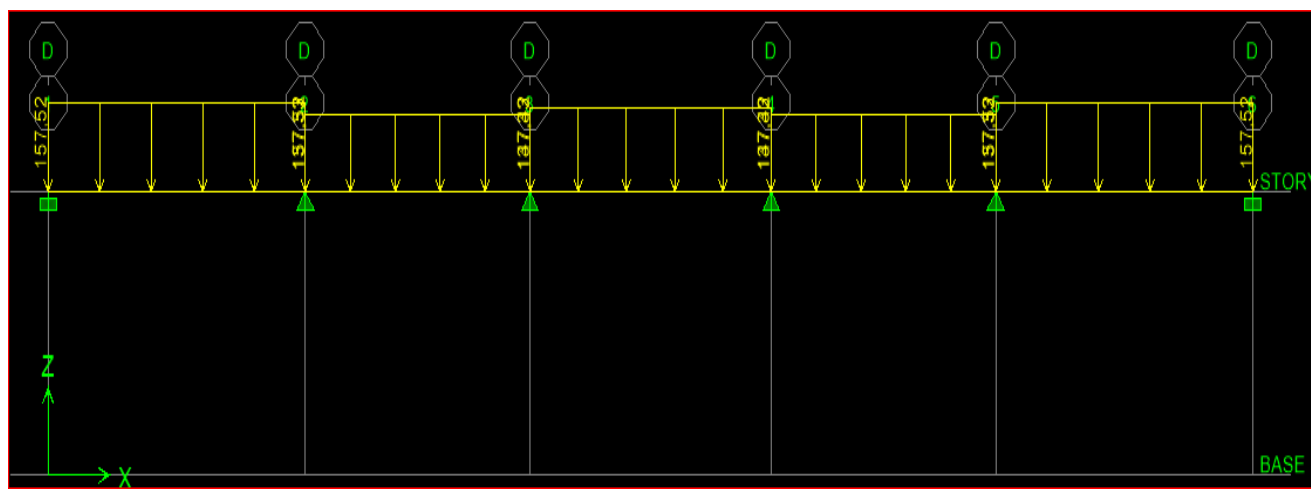


Figure 9. Schéma statique de la nervure à l'ELS.

Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



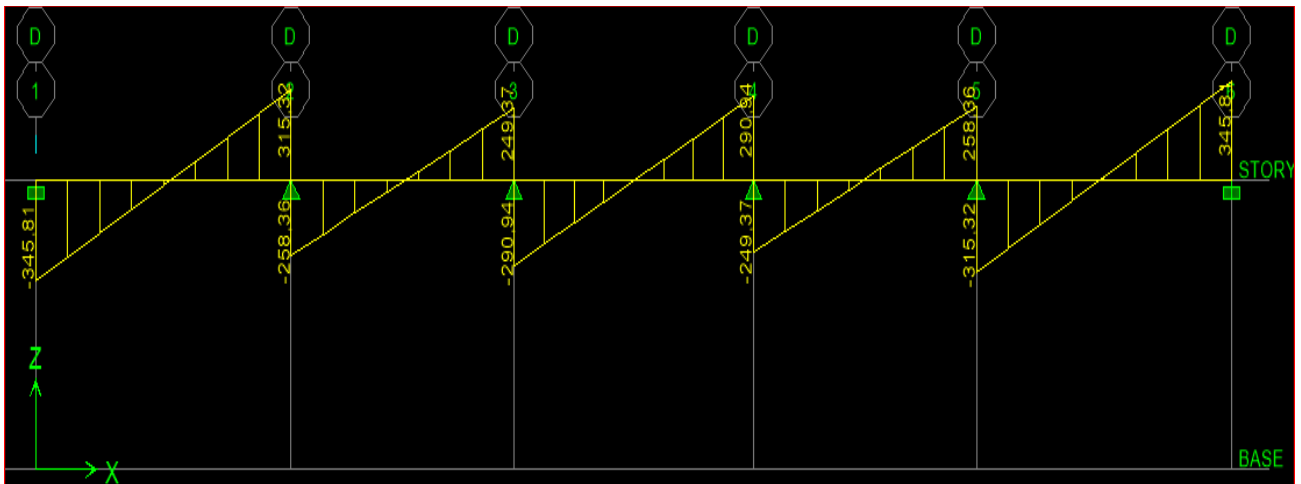


Figure 10. Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

iv) Sollicitation maximale :• Sens longitudinal :

$$M_{t_{\max}} = 261,34[\text{KN.m}]$$

$$M_{a_{\max}} = 362,18[\text{KN.m}]$$

$$M_{t_{\text{smax}}} = 179,5[\text{KN.m}]$$

$$M_{a_{\text{smax}}} = 249,22[\text{KN.m}]$$

$$T_{u_{\max}} = 475,51[\text{KN}]$$

• Sens transversal :

$$M_{t_{\max}} = 155,19[\text{KN.m}]$$

$$M_{a_{\max}} = 305,64[\text{KN.m}]$$

$$M_{t_{\text{smax}}} = 106,87[\text{KN.m}]$$

$$M_{a_{\text{smax}}} = 210,5[\text{KN.m}]$$

$$T_{u_{\max}} = 345,81[\text{KN}]$$

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

v) Calcul des armatures :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 60 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$, $d = 78 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

avec:

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \times d \times \sigma_{st}}$$

Soit : $4\text{HA}20 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

➤ **En travée :**

$M_t = 152,27 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{152,27 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,038 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{152,27 \times 10^3}{0,981 \times 75 \times 348} = 5,95 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessus :

		M [KN.m]	μ	β	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	choix	$A_{adop}[\text{cm}^2]$
Sens Longitudinal	Appui	362,18	0,070	0,964	13,84	4HA16+4HA14	14,2
	Travée	261,34	0,050	0,974	9,88	5HA16	10,05
Sens transversal	Appui	305,64	0,059	0,9695	11,61	4HA16+4HA14	14,2
	travée	155,19	0,030	0,985	5,8	4HA16	8,04

vi) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 78 \times 2,1}{400} = 5,65 [cm^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 14,2 [cm^2] > A_{min} = 5,65 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 10,05 [cm^2] > A_{min} = 5,65 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 14,2 [cm^2] > A_{min} = 5,65 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 8,04 [cm^2] > A_{min} = 5,65 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte du cisaillement :

$$T_{u\max} = 475,51 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 [MPa] \right) = \min(2,5 [MPa]; 4 [MPa]) = 2,5 [MPa]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{475,51 \times 10^3}{600 \times 780} = 1,02 [MPa] \leq \bar{\tau} = 2,5 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 [mm]$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 [mm]$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 [mm]$

d) Espacement max des armatures transversales

(Art A.5.1, 22 / BAEL91).

$$S_{t\max} \leq \min \{0,9d ; 40cm\}$$

$$S_{t\max} \leq \min \{70,2 ; 40 cm\} = 40cm.$$

-Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 [cm] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 [cm]$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 20 [cm] \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 [cm]$$

d) Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 [cm^2]$$

$$A_t^{\min} = 2,7 [cm^2]$$

Soit : $A_t = 4HA12 = 4,52[\text{cm}^2]$

vii) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	362,18	249,22	1,45	0,070	0,0907	0,477	Condition vérifiée
	Travée	261,34	179,5	1,46	0,050	0,0641	0,478	Condition vérifiée
Y- Y	Appuis	305,64	210,5	1,45	0,059	0,0774	0,476	Condition vérifiée
	Travée	210,5	106,87	1,97	0,030	0,0381	0,735	Condition vérifiée

Conclusion :

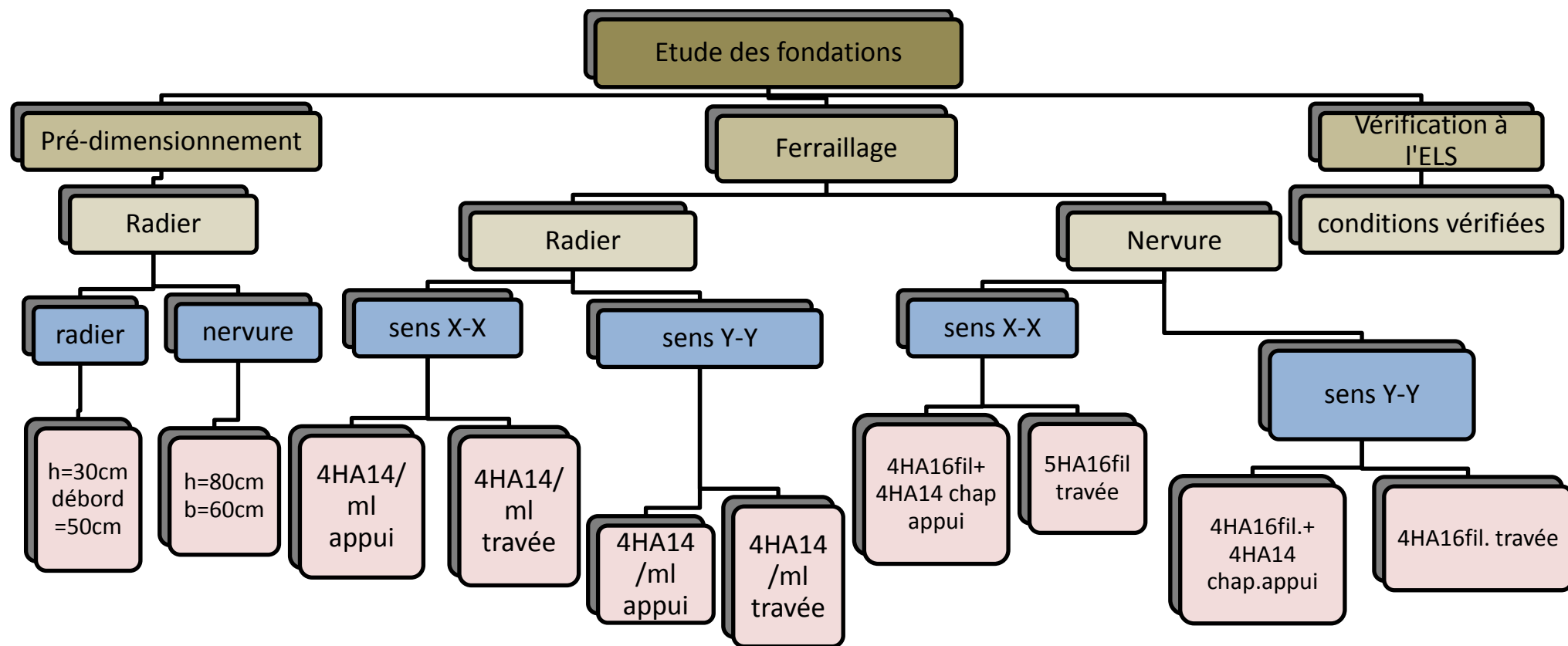
La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

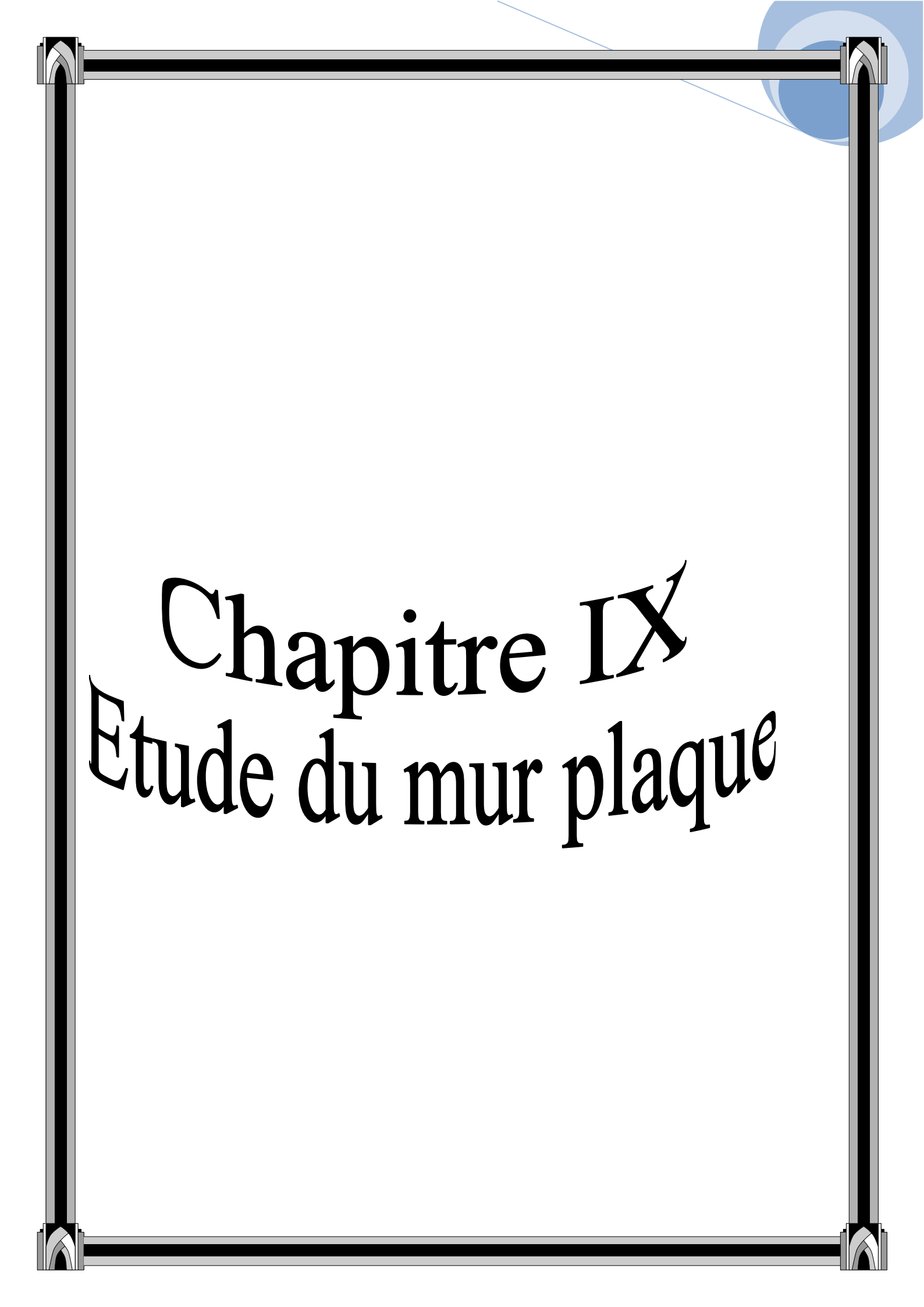
Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à $3[\text{cm}^2]$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de $80[\text{cm}]$, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 * 0,8 = 2,4[\text{cm}^2] \text{ par paroi.}$$

Soit : $2HA14 = 3,08[\text{cm}^2]$





Chapitre IX

Etude du mur plaque

I) Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

II) Pré dimensionnement du mur plaque : (Article:10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les murs plaques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

1) Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$

2) Caractéristiques du sol : $\varphi = 33^\circ$

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

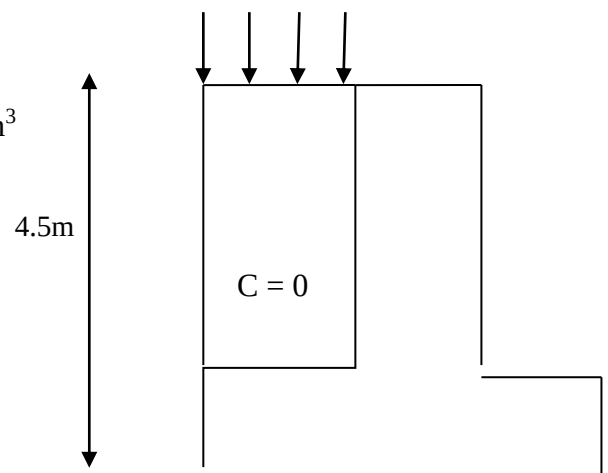


Figure 01 : Schéma statique de mur plaque

3) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.54$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 4.5 \text{ m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,54 = 8,1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

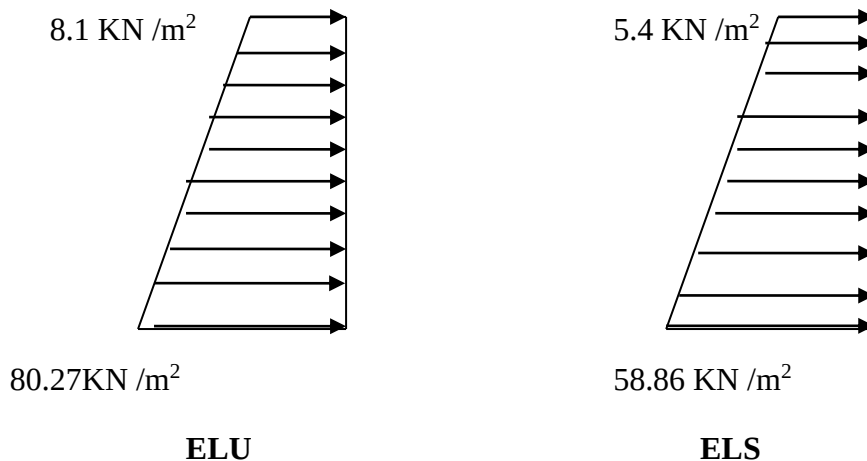
$$h = 4,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 \times (1,35 \times 22 \times 4,5 + 1,5 \times 10) = 80,27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,54 \times 10 = 5,4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 4,5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 (10 + 22 \times 4,5) = 58,86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Diagramme des contraintes :**Figure02 : diagrammes des contraintes a l'elu et a l'els****i) Charges moyennes :**

$$\text{ELU : } P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 80,27 + 8,1}{4} = 62,28 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 58,86 + 5,4}{4} = 45,5 \text{ KN} / \text{ml}$$

ii) Ferraillage du mur :**a) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ; Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 0.3 : Appuis de rive
 0.5 : Autre appuis

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06 \text{ m}$$

$$l_y = 4,5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4,50} = 0,68; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

d) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0707 \\ \mu_y = 0,408 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0707 \times 62.28 \times 3.06^2 = 41.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,408 \times 41.23 = 16.82 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :**➤ Sens X - X :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 0,5 \times 41.23 = 20.615 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 41.23 = 35.046 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 16.82 = 8.41 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 16.82 = 14.297 \text{ KN.m}$$

e) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,64 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0766 \\ \mu_y = 0,563 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0766 \times 45.5 \times 3.06^2 = 32.635 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,563 \times 32.635 = 18.373 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens X - X :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 32.635 = 16.32 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 32.635 = 27.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 18.373 = 9.187 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 18.373 = 15.617 \text{ KN.m}$$

III) Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ _l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	20.615	0.045	0.392	SSA	0.973	3.38	2.17	4HA12=4.52	25
	Travée	35.046	0.076	0.392	SSA	0.96	5.83	2.17	6HA12=6.79	16
YY	Appuis	8.41	0.018	0.392	SSA	0.991	1.355	2.17	4HA10=3.14	25
	travée	14.2	0.031	0.392	SSA	0.985	2.3	2.17	4HA10=3,14	25

Tableau 1- ferrailage du mur plaque

1) Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

IV) Vérification à l'ELS :

1) Vérification des contraintes :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	<i>Appui</i>	20.615	16.32	1.263	0.0576	0.38	vérifiée
	<i>Travée</i>	35.046	27.74	1.263	0.0989	0.38	vérifiée
YY	<i>appui</i>	8.41	9.187	0.915	0.0227	0.208	vérifiée
	<i>travée</i>	14.2	15.617	0.909	0.0394	0.205	vérifiée

Tableau 2- vérification de la condition

2) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20Ma}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{306} = 0.065 > \frac{M_t}{20Ma} = \frac{27.74}{20 \times 16.32} = 0.061 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0038 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

CONCLUSION :

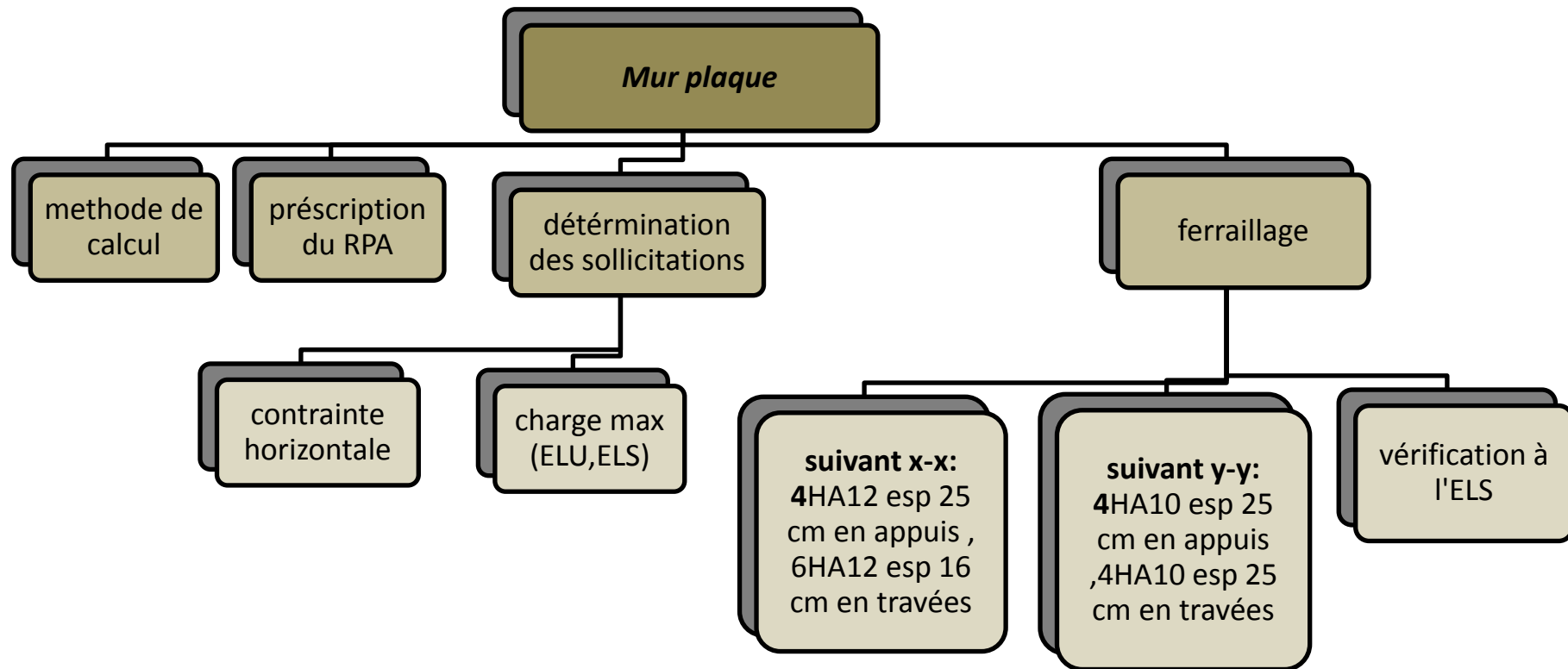
- L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm.
- Le calcul est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

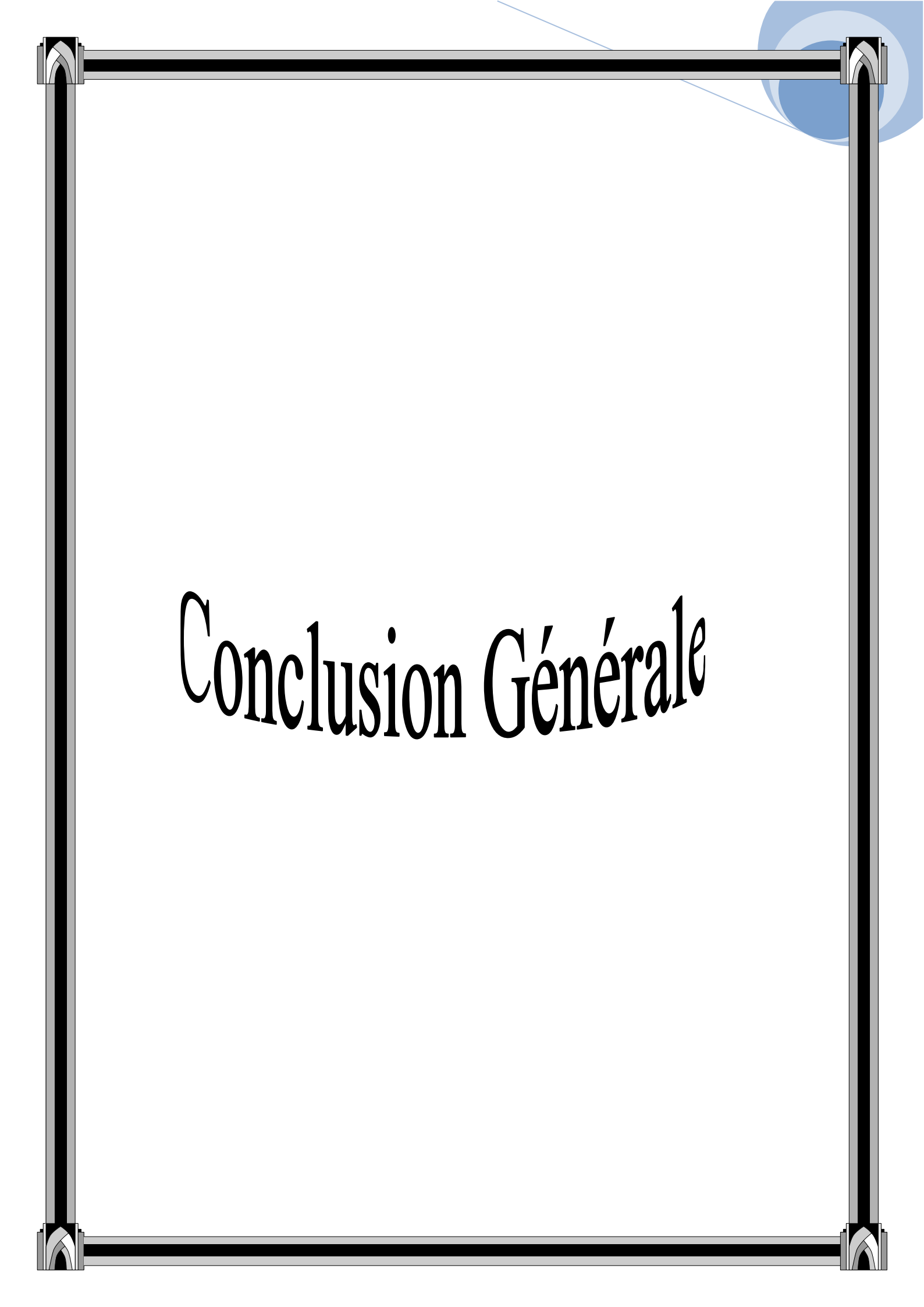
Sens X-X :

En travée : 6HA12 avec un espacement de 16cm.
 Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

Sens Y-Y :

En travée : 4HA10 avec un espacement de 25cm.
 Aux appuis : 4HA10 avec un espacement de 25 cm





Conclusion Générale

Conclusion Générale

Quand le projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à la quelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon symétrique.
- Après différents essais de dispositions de voile, les résultats nous ont donné un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres. L'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires.

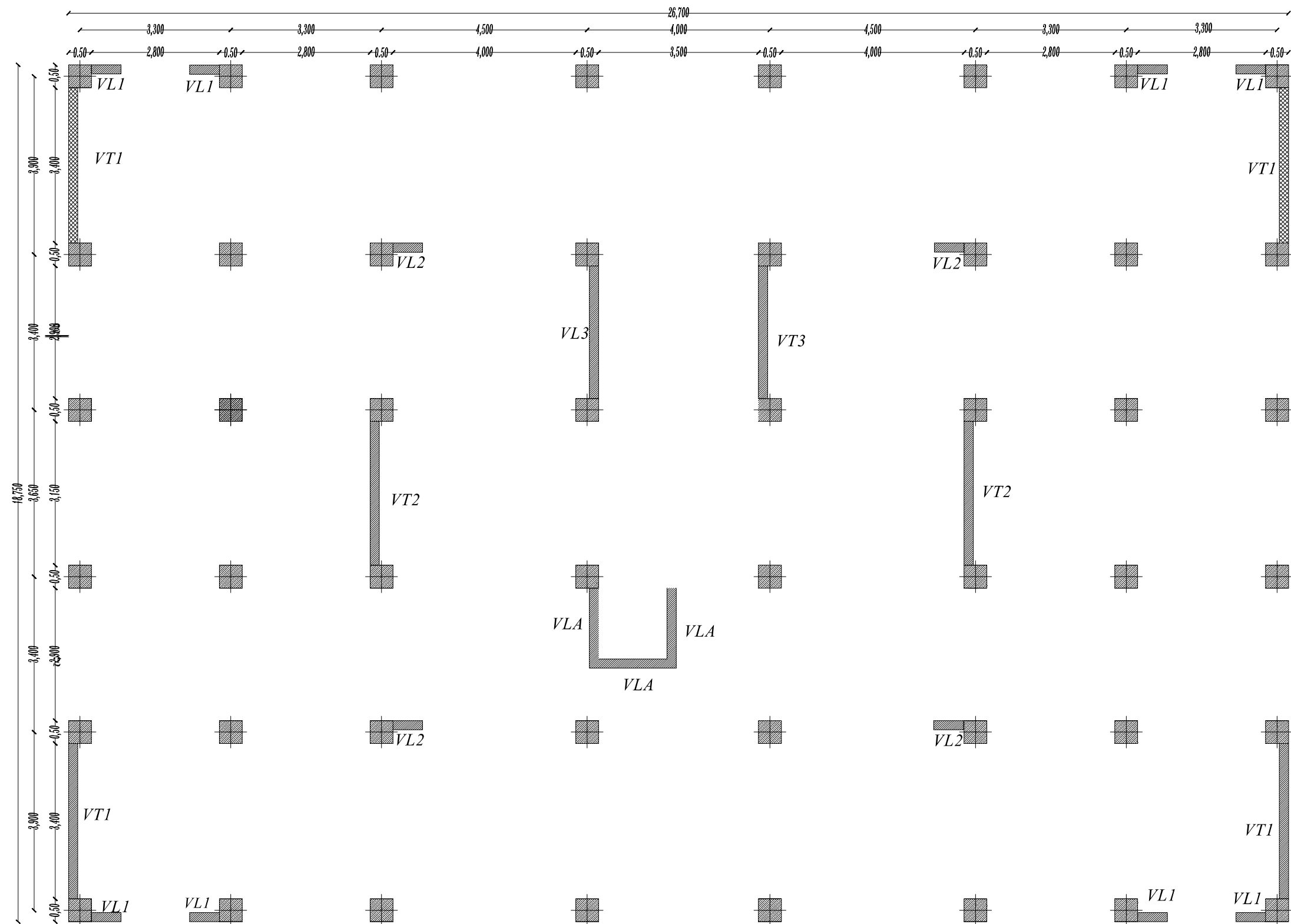
Les aspects négatifs :

- L'influence de la licence du logiciel sur les résultats de calculs (efforts internes).
- Une durée du temps importante pour l'étude et le calcul de ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

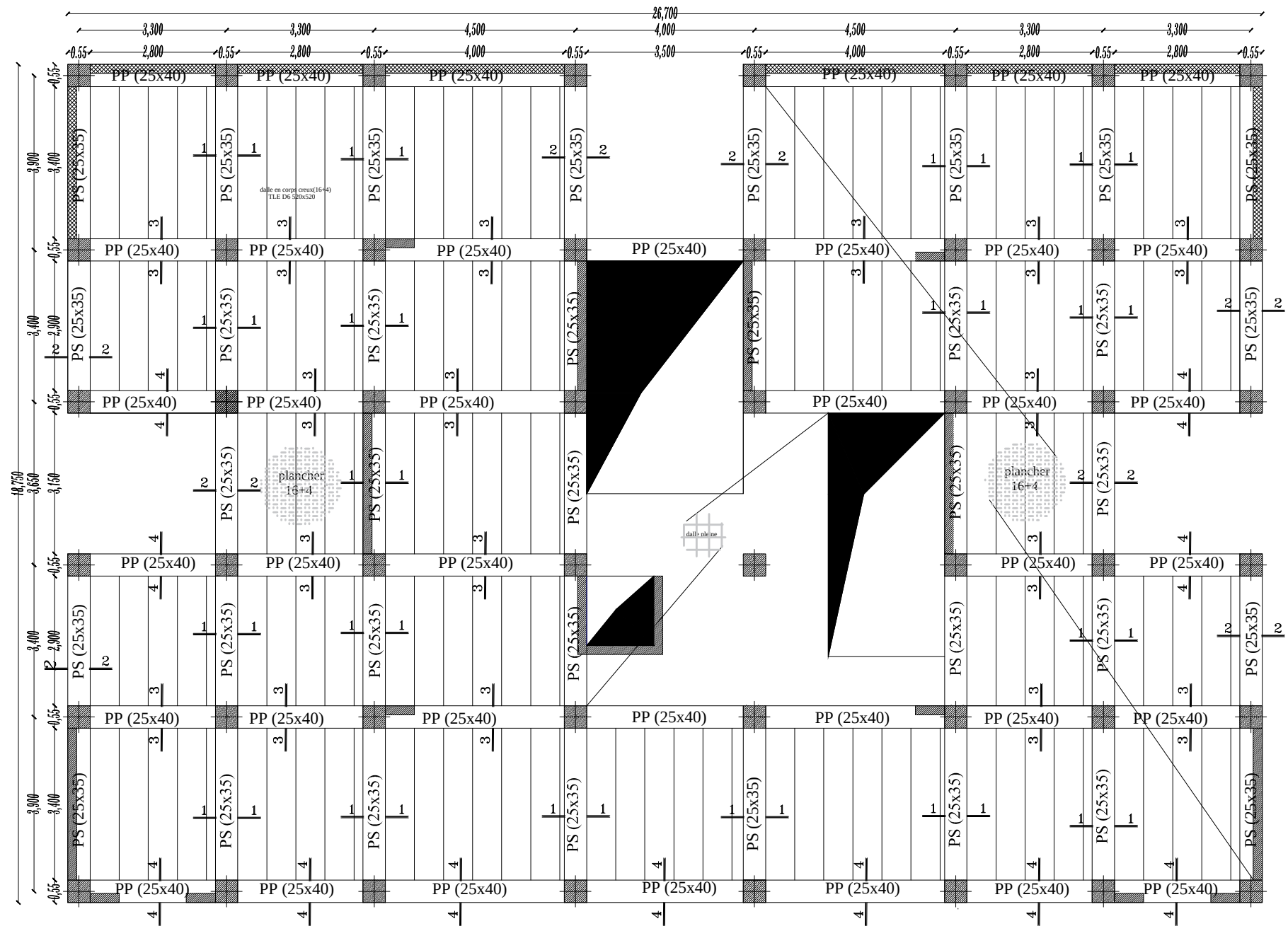


Plans de genie civil



Disposition des voiles longitudinales et verticales

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf		TITRE: Disposition des voiles longitudinales et verticales
DIRIGE PAR : Mr A. KAHIL		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE

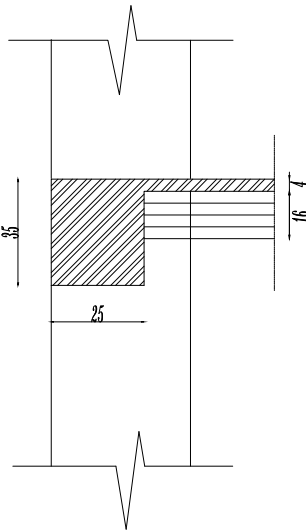
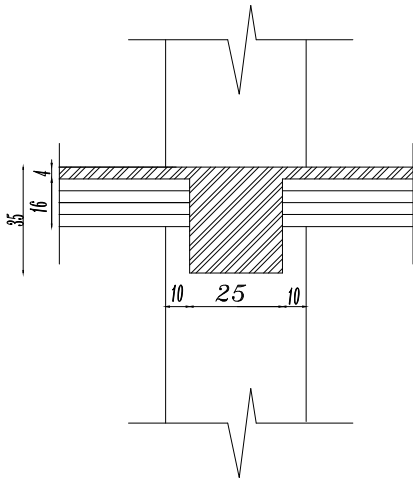
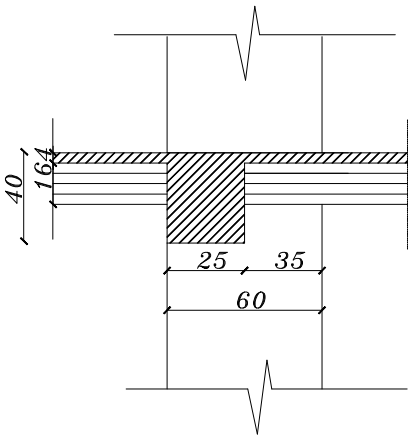
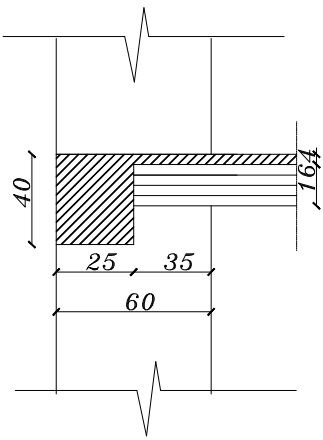


Coupe 4-4

Coupe 3-3

Coupe 1-1

Coupe 2-2



Coffrage planchers etages S SOL1, S SOL2 et le RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

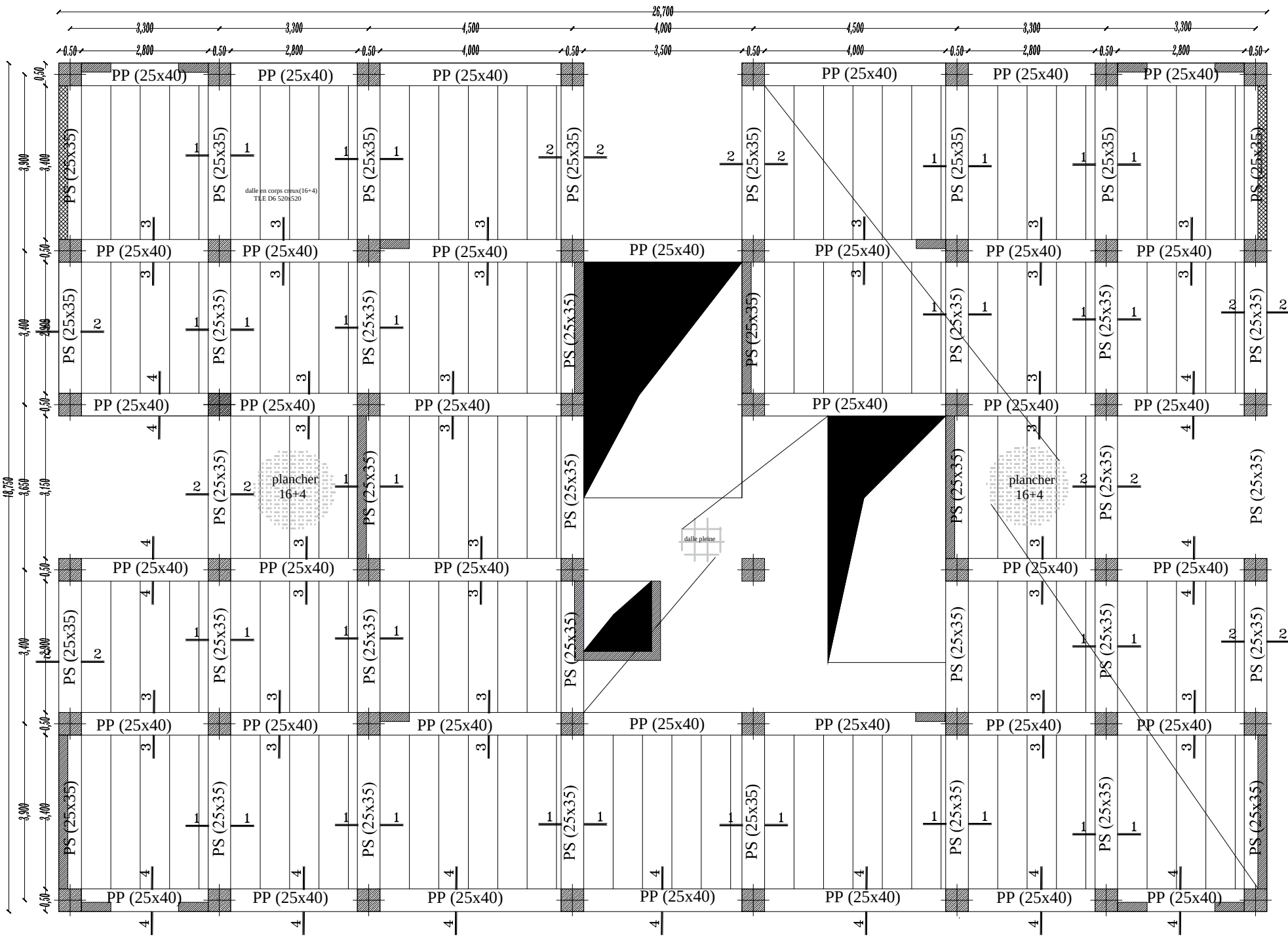
PROMOTION 2016-2017

TITRE:

coffrage plancher etages ssl1 et ssl2 et RDC

PLANCHE N°

ECHELLE

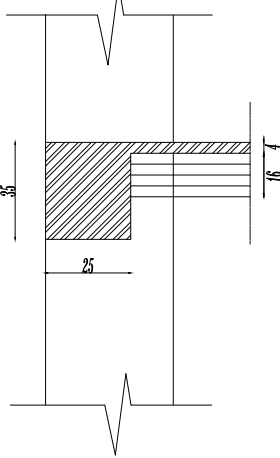
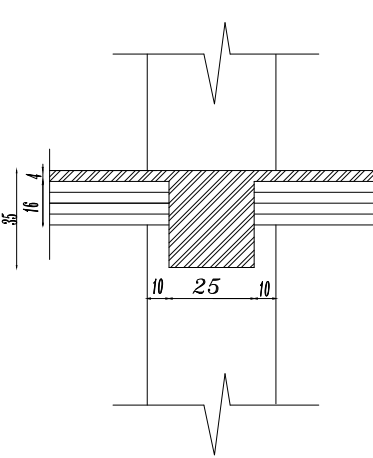
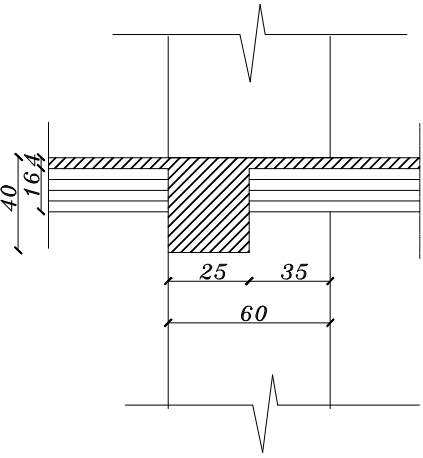
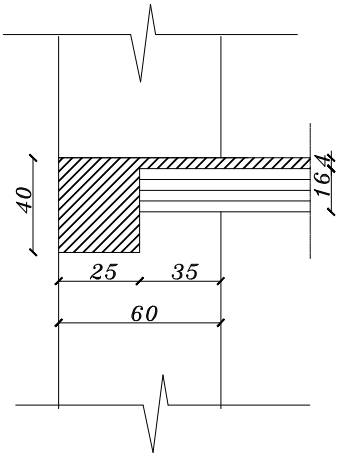


Coupe 4-4

Coupe 3-3

Coupe 1-1

Coupe 2-2



Coffrage planchers etages 1,2 et 3

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf

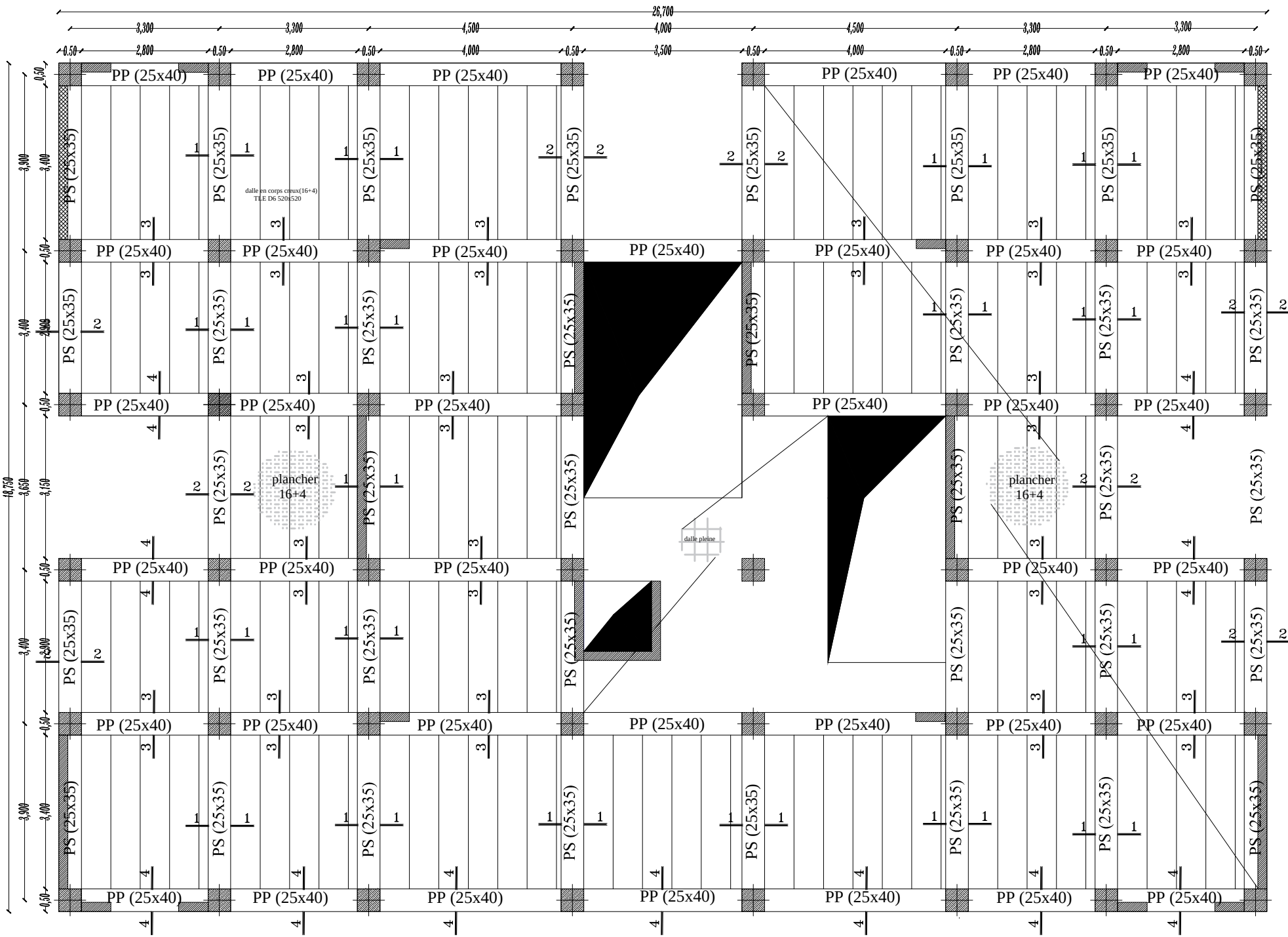
DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

PROMOTION 2016-2017

TITRE:
coffrage plancher etages corants 1,2et3

PLANCHE N°

ECHELLE

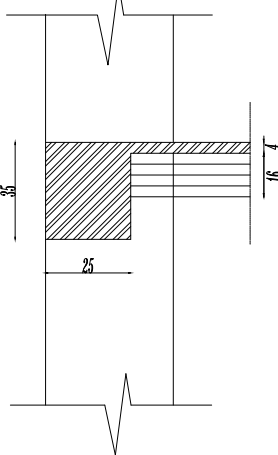
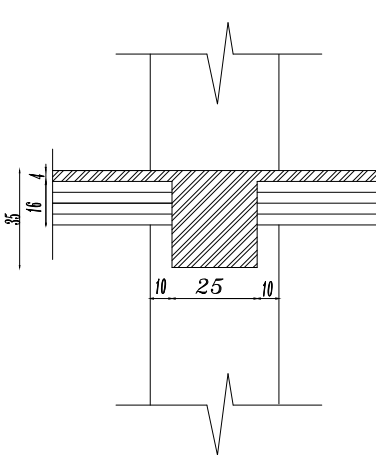
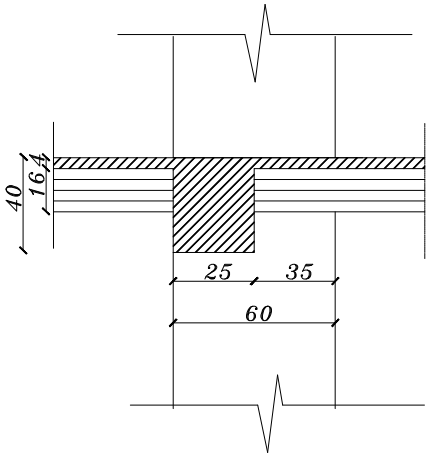
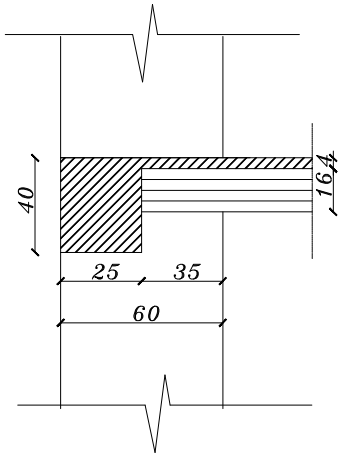


Coupe 4-4

Coupe 3-3

Coupe 1-1

Coupe 2-2



Coffrage planchers etages 4,5 et 6

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

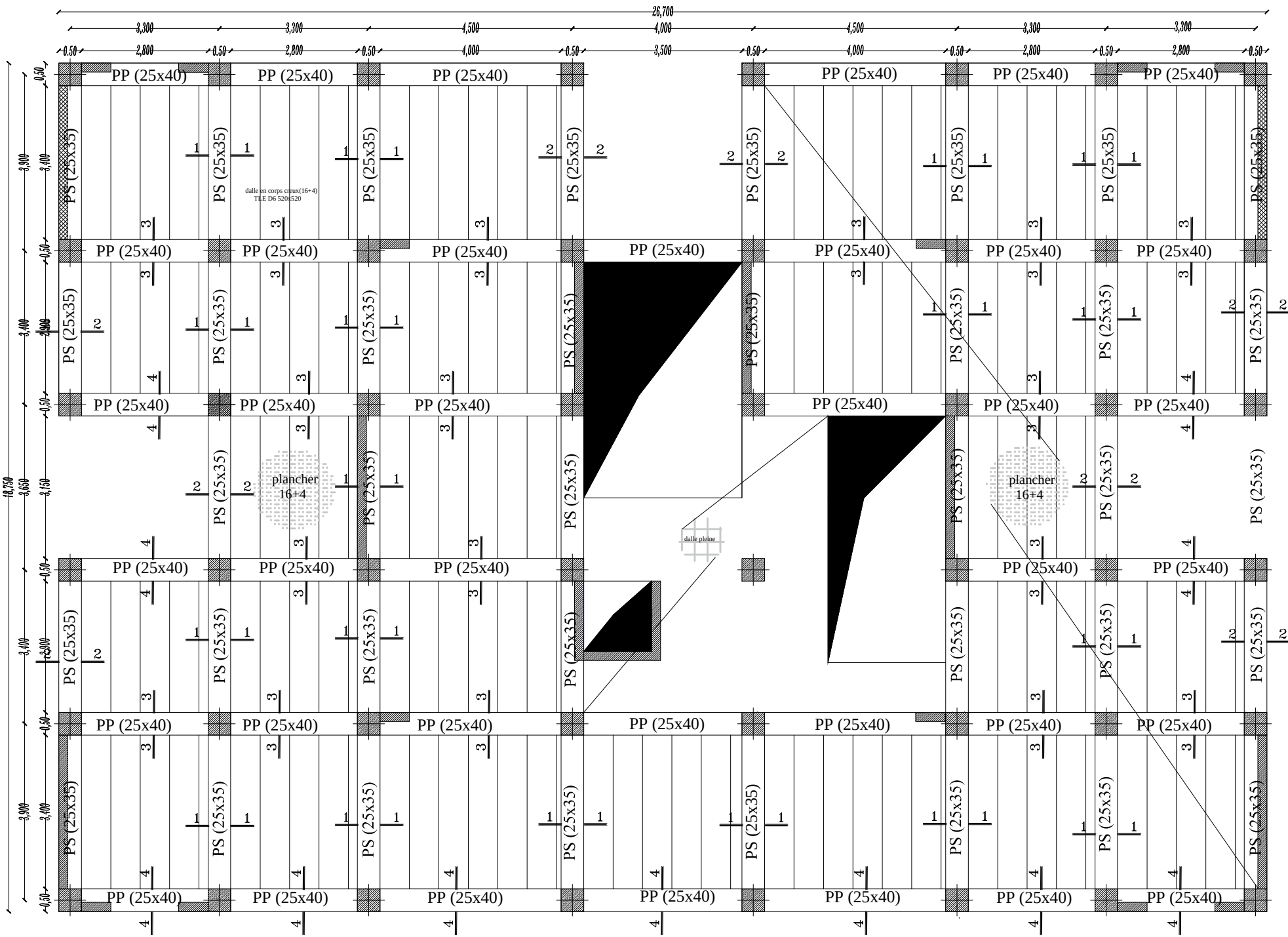
ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf
DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

PROMOTION 2016-2017

TITRE:
coffrage plancher etages corants 4,5et6

PLANCHE N°

ECHELLE

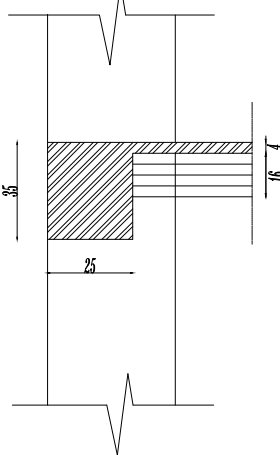
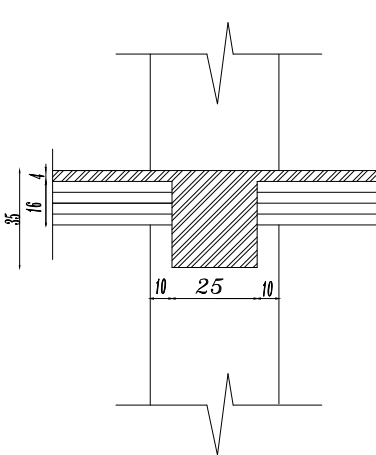
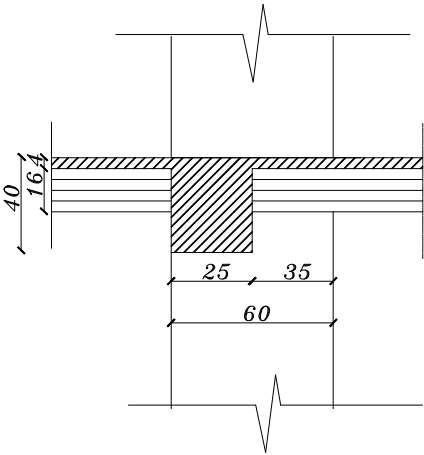
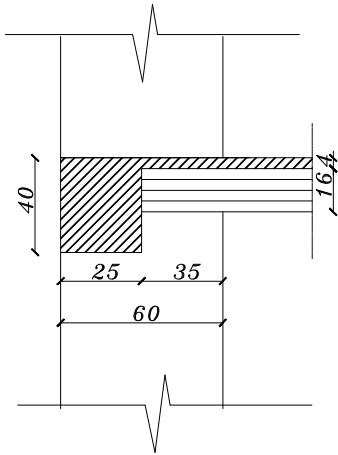


Coupe 4-4

Coupe 3-3

Coupe 1-1

Coupe 2-2



Coffrage planchers etages 7,8 et 9

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

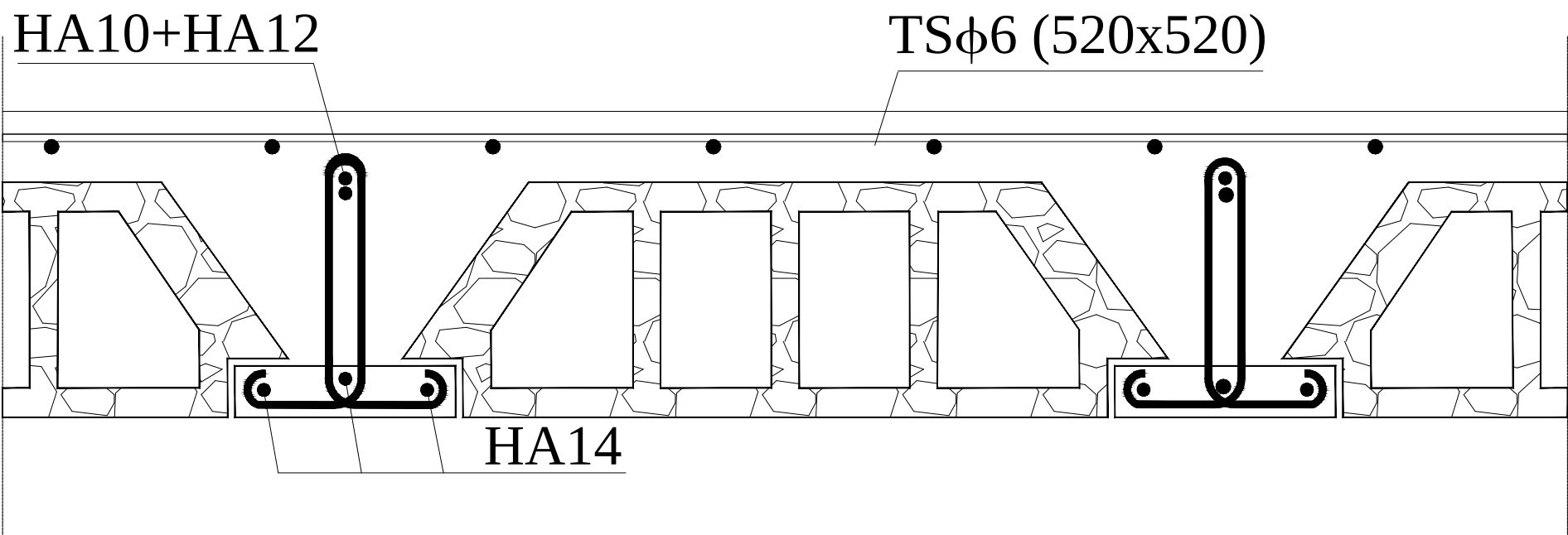
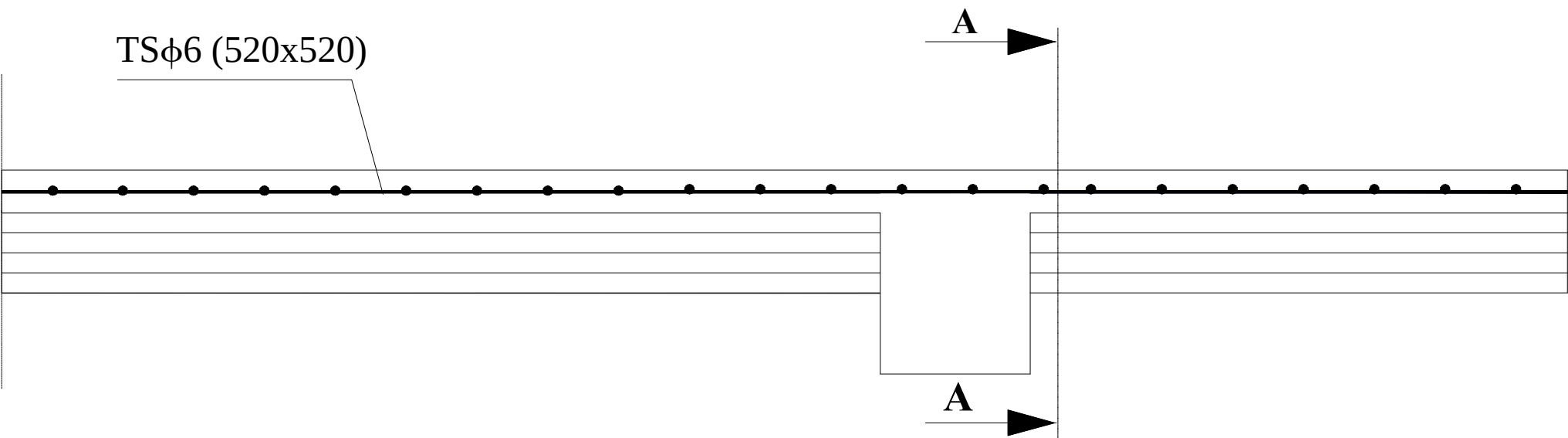
ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf
DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

TITRE:
coffrage plancher etages corants 7,8et9

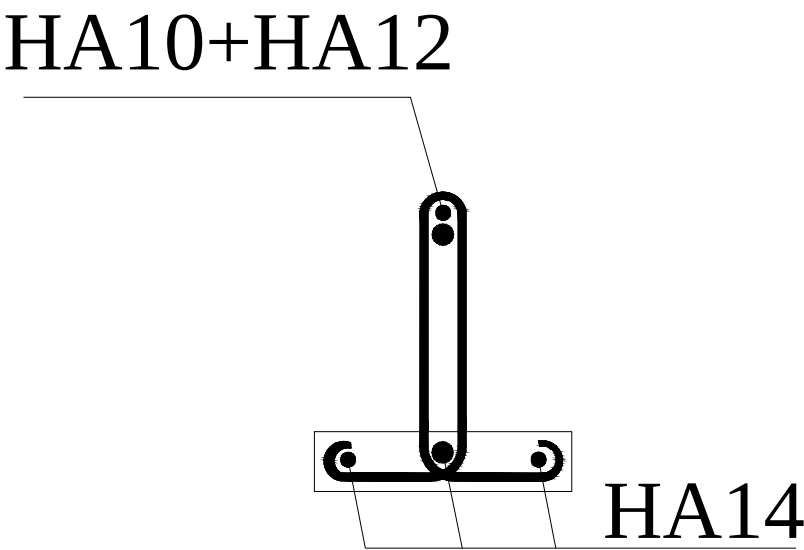
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

ECHELLE



Coupe A-A



Plan de ferrailage du plancher

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

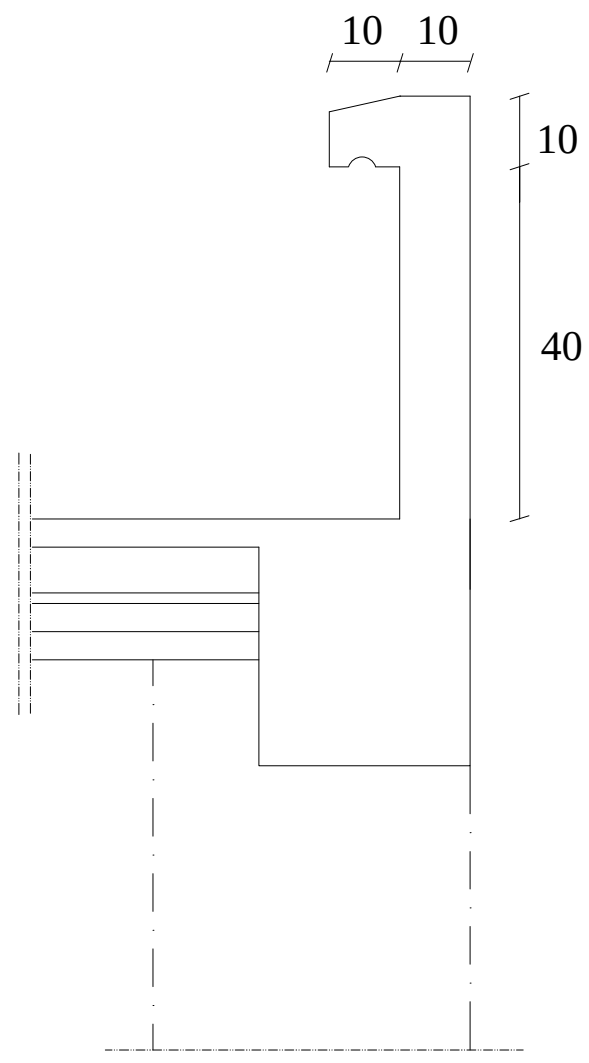
PROMOTION 2016-2017

TITRE:

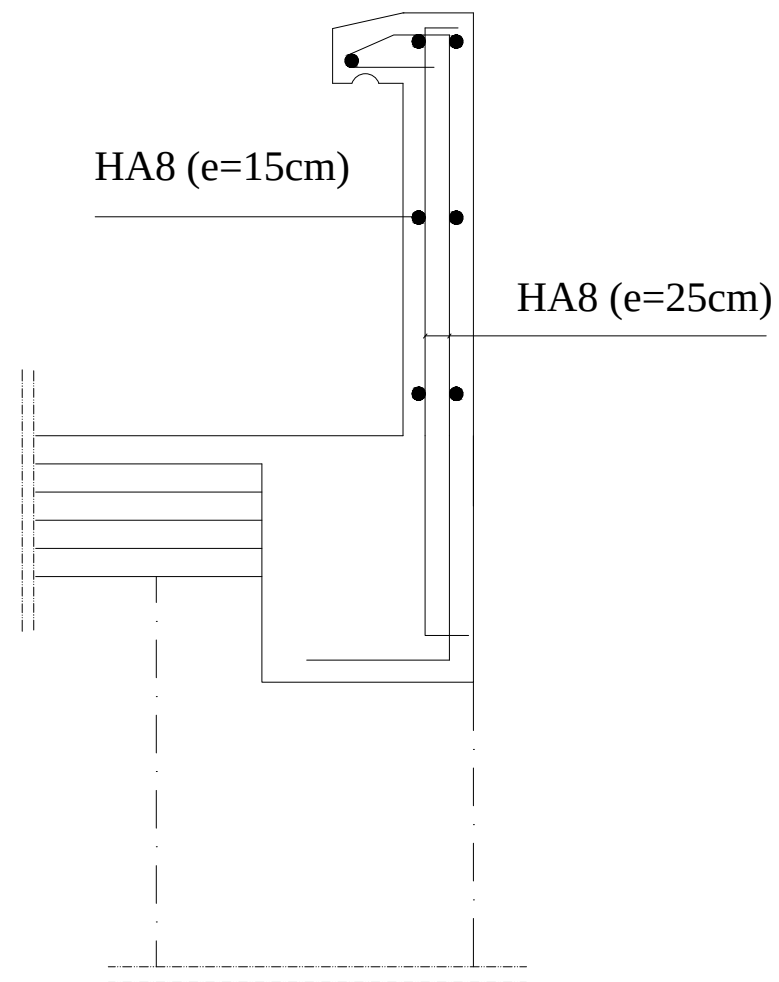
Plan de ferrailage du plancher

PLANCHE N°

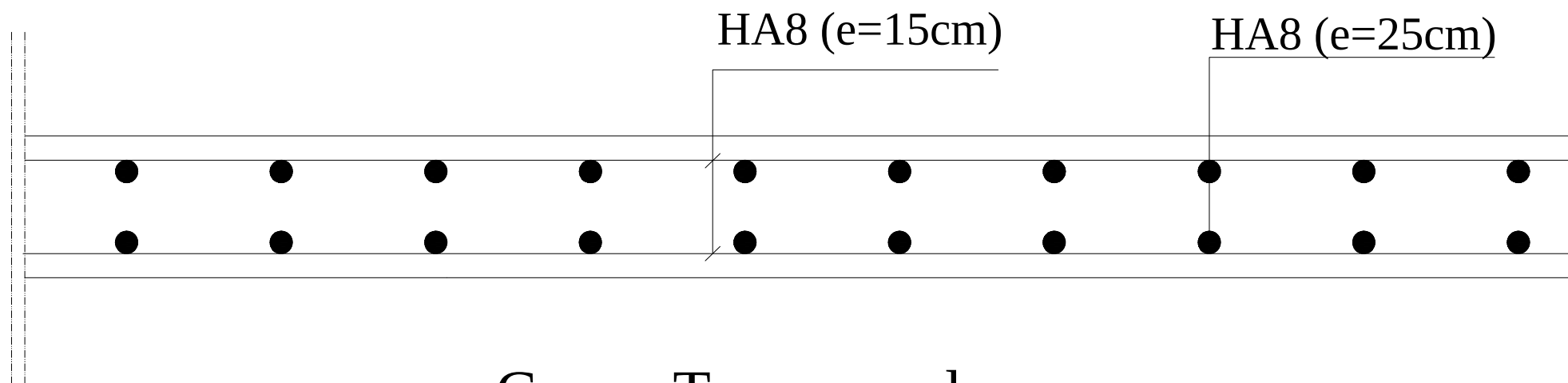
ECHELLE



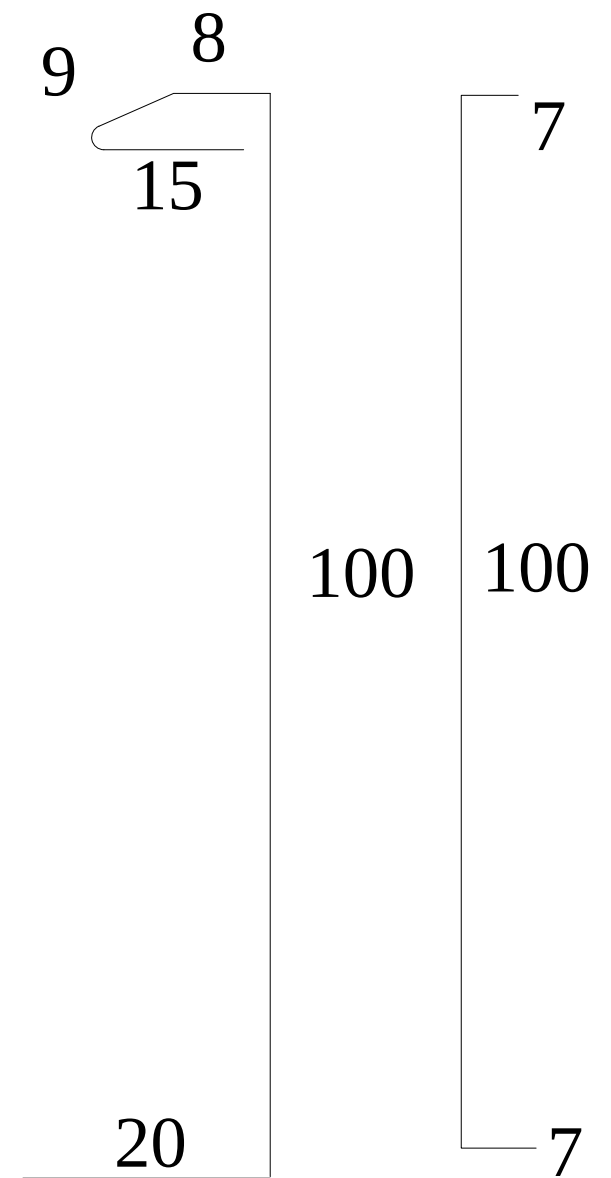
Coffrage Acrotère



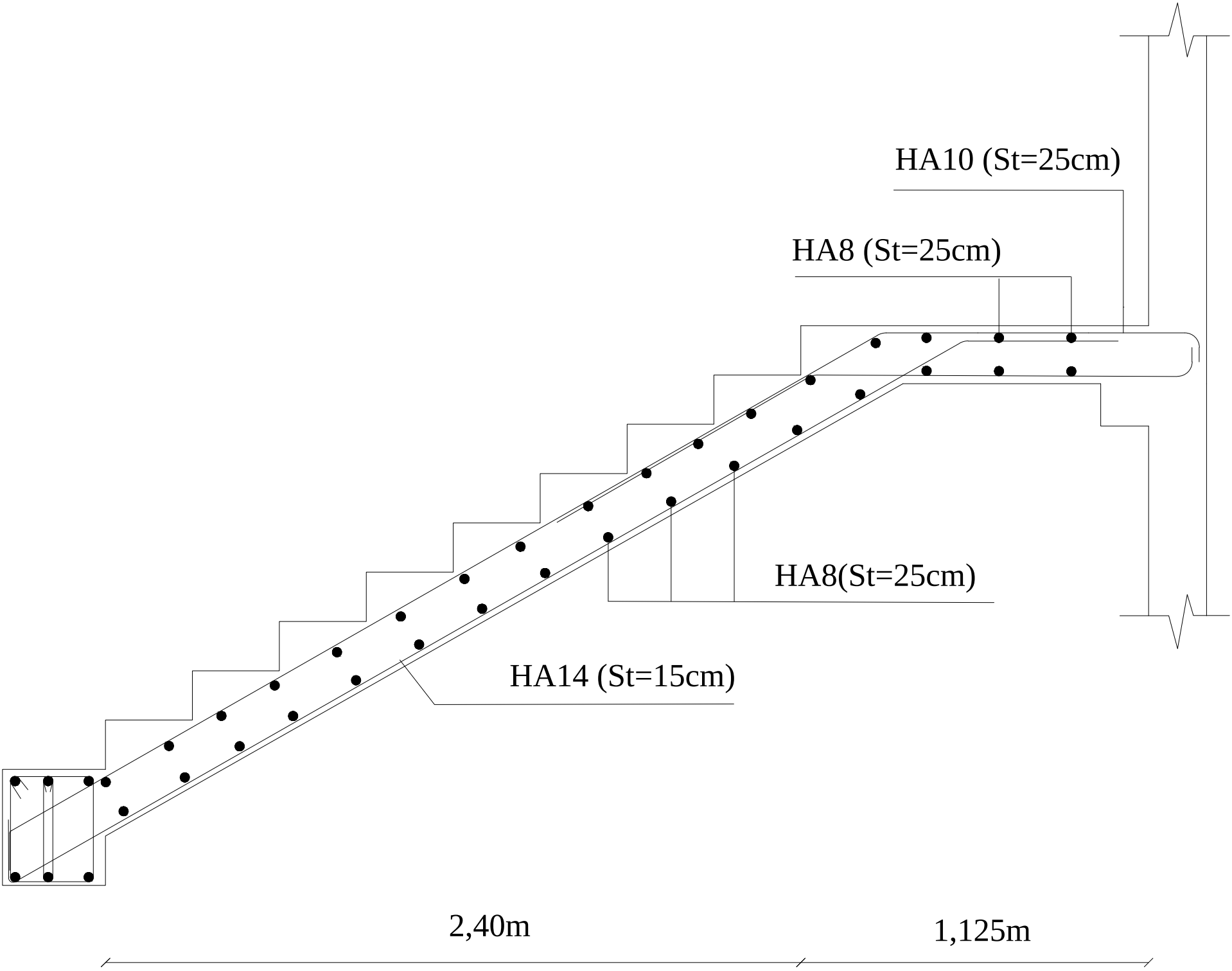
Ferrailage Acrotère



Coupe Transversale

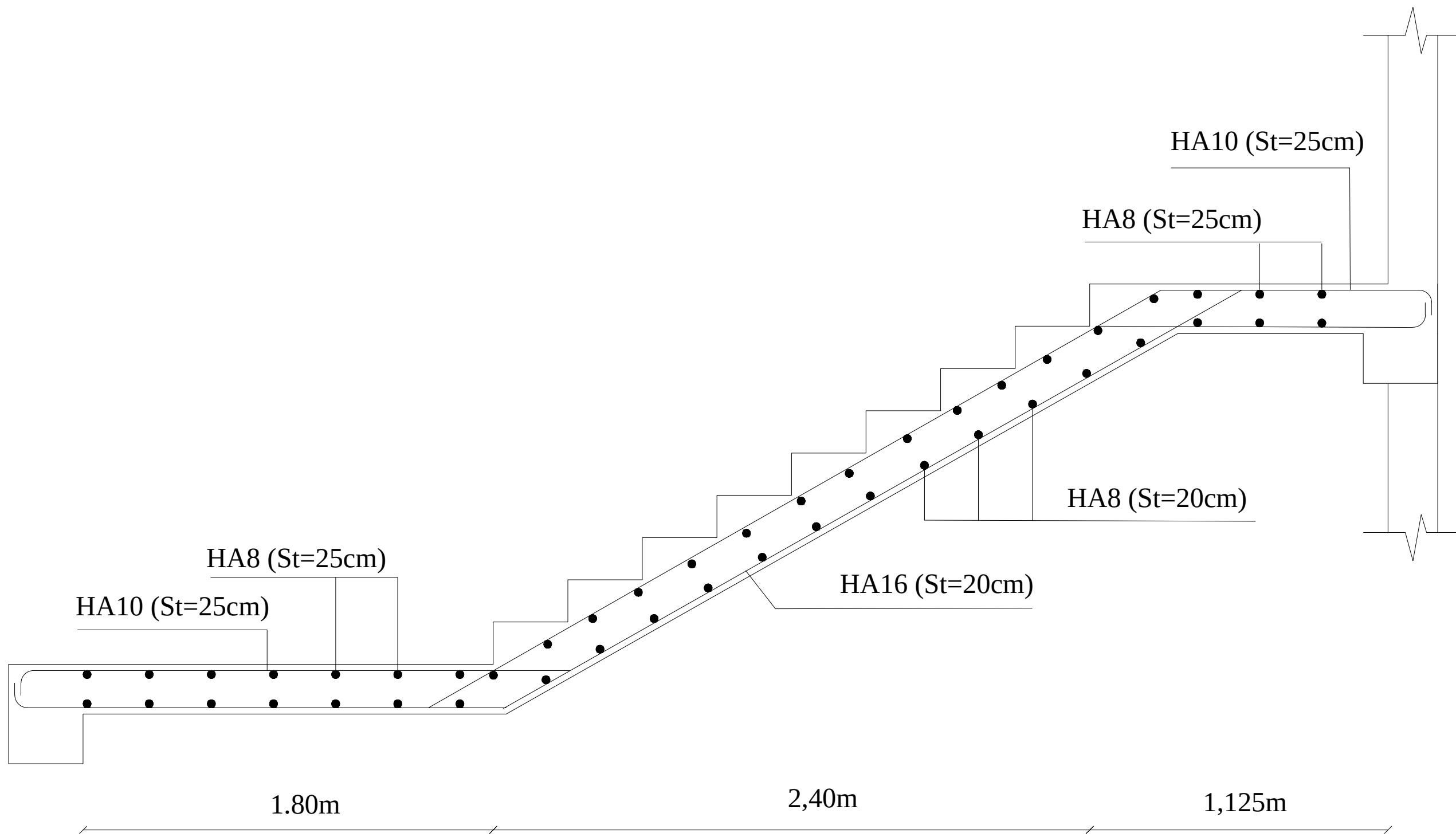


Plans coffrage et ferrailage de l'acrotère



Plan de ferrailage d'escalier type 1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-UIOZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf		TITRE: Plan de ferrailage d'escalier type 1
DIRIGE PAR : Mr A. KAHIL		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE



Plan de ferrailage d'escalier type 2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-UIZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhlouf

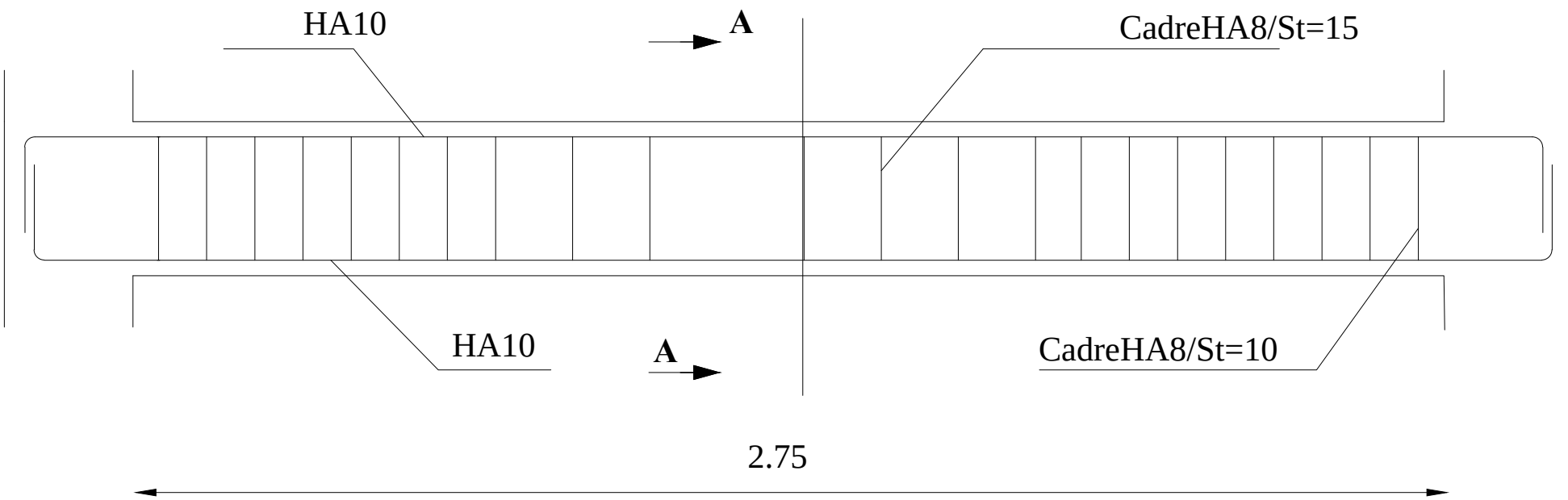
DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

PROMOTION 2016-2017

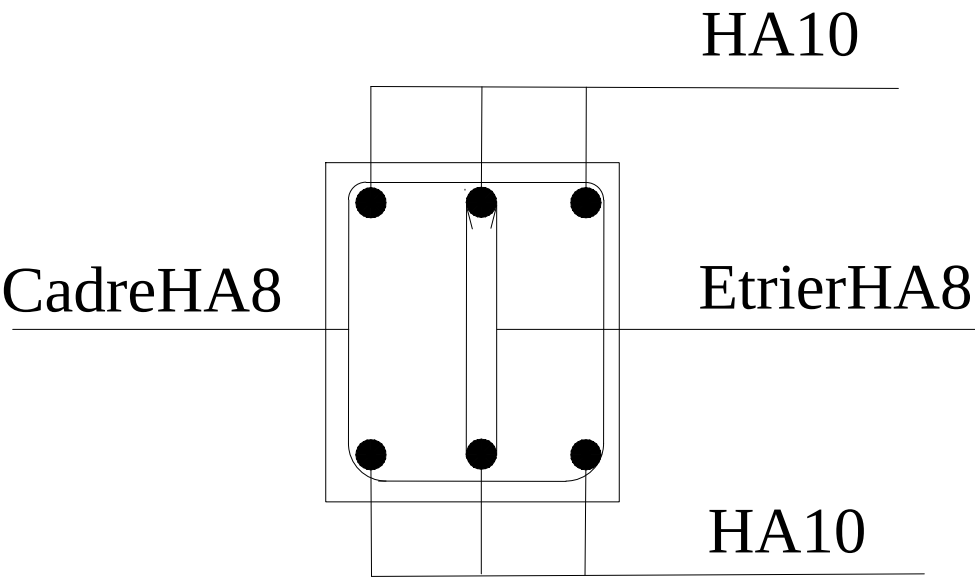
TITRE:
Plan de ferrailage d'escaliertype 2

PLANCHE N°

ECHELLE

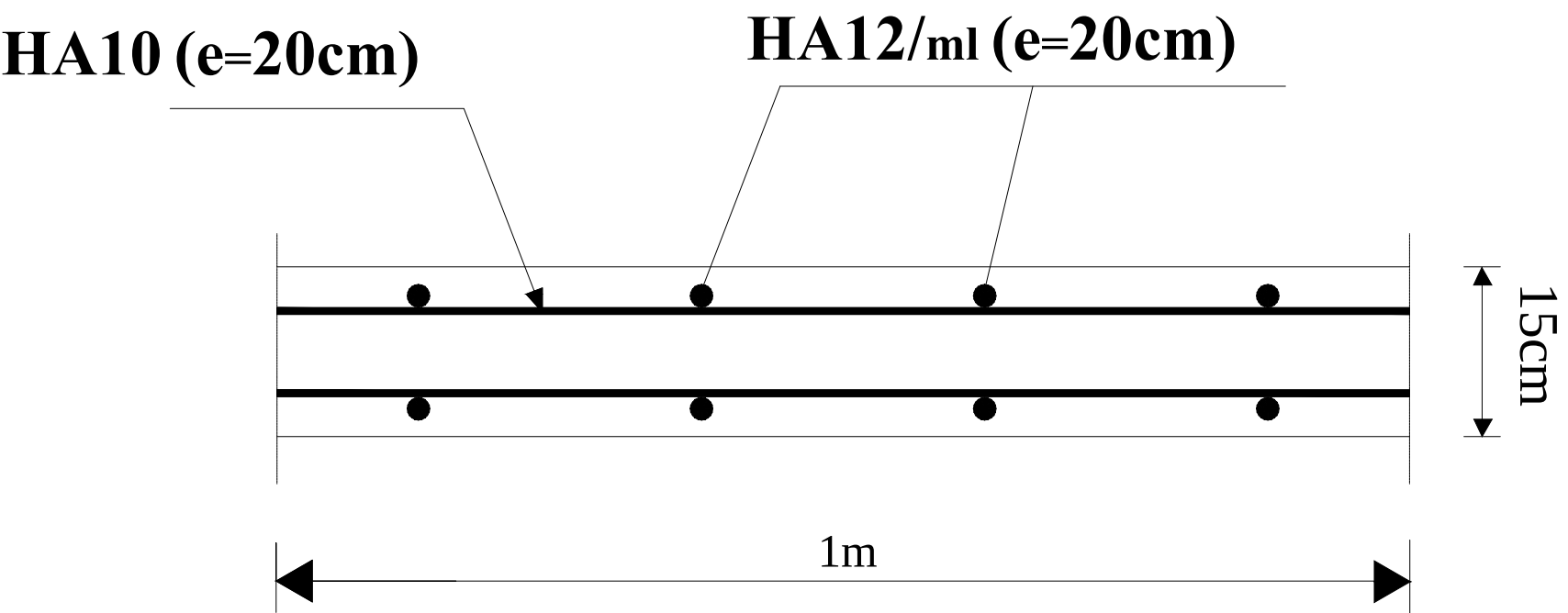
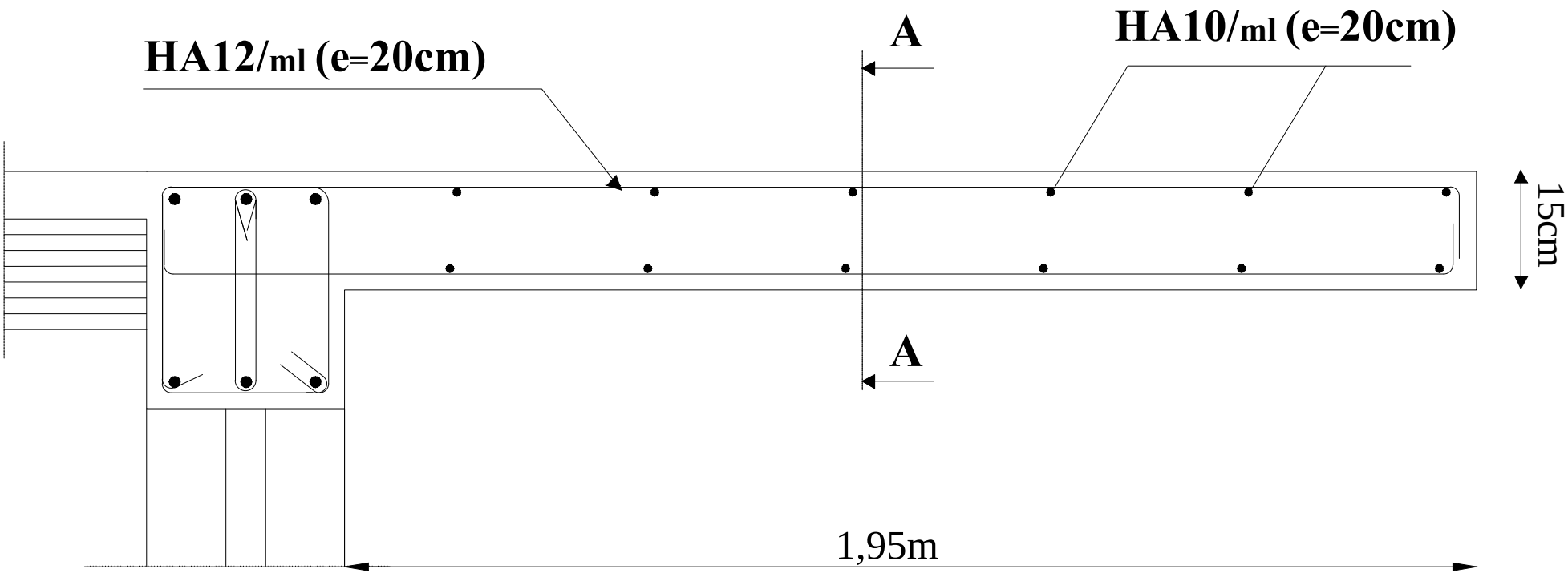


Coupe A-A



Plan de ferrailage de la poutre paliere

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
<u>ETUDIE PAR :</u> Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf		<u>TITRE:</u> Plan de ferrailage de la poutre paliere	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr A. KAHIL			
PROMOTION 2016-2017		PLANCHE N°	ECHELLE



Coupe A-A

Plan de ferrailage du balcon

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-UIZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

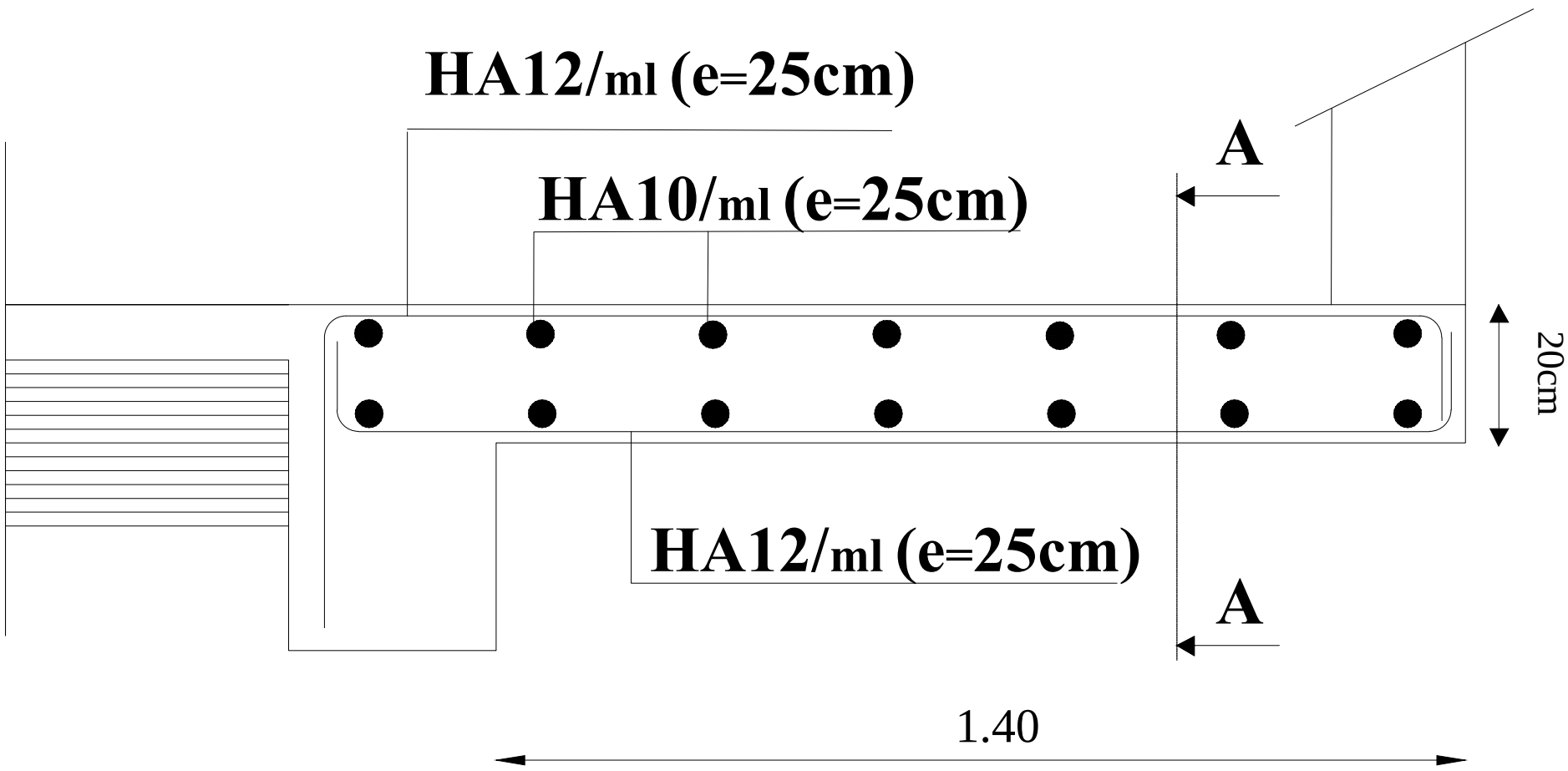
PROMOTION 2016-2017

TITRE:

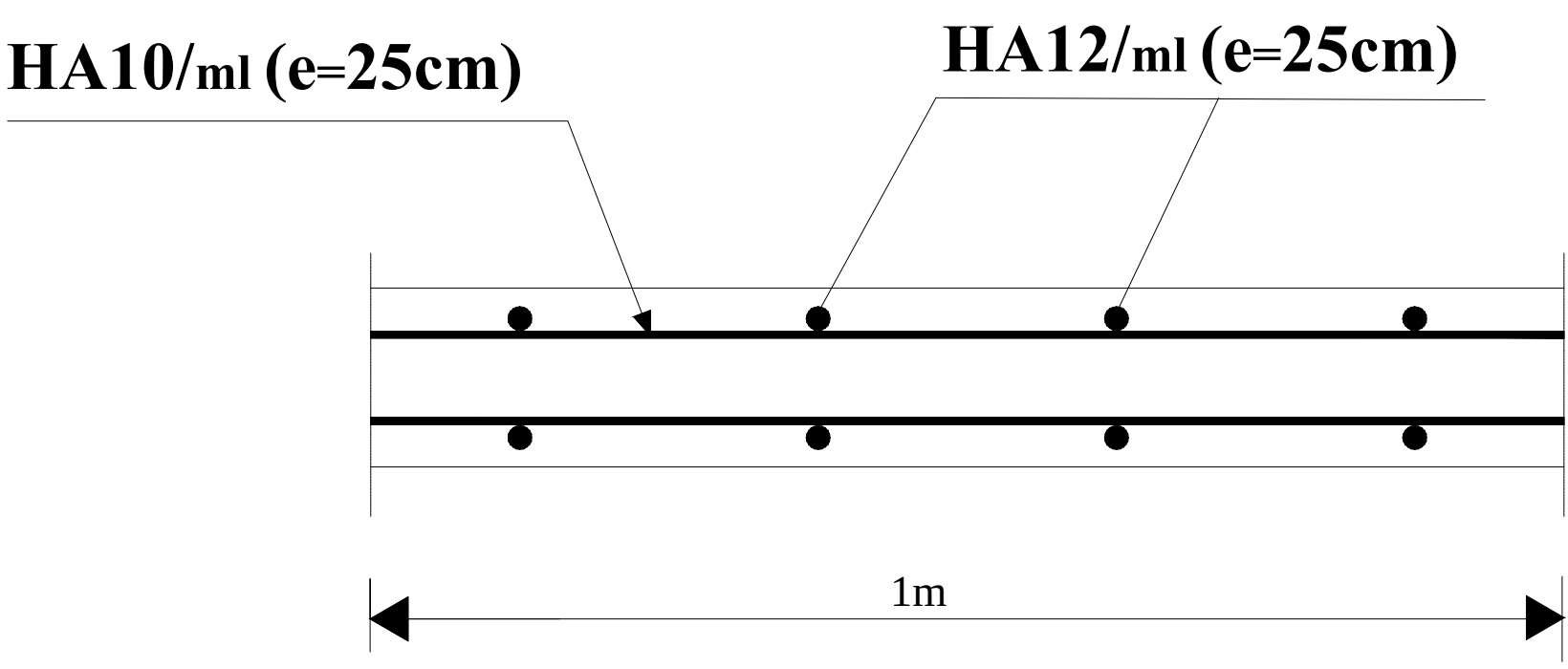
Plan de ferrailage du balcon

PLANCHE N°

ECHELLE



Coupe A-A

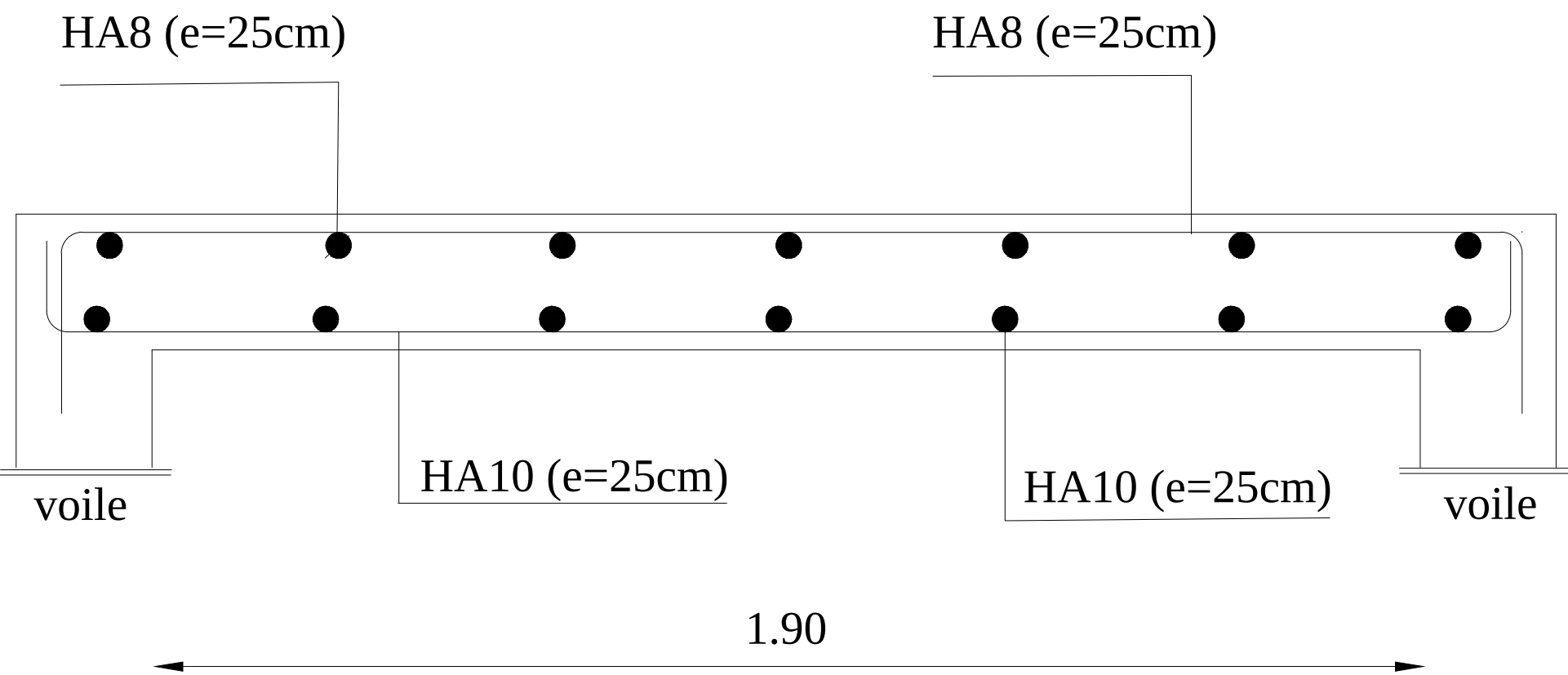


Plan de ferrailage du porte a faux

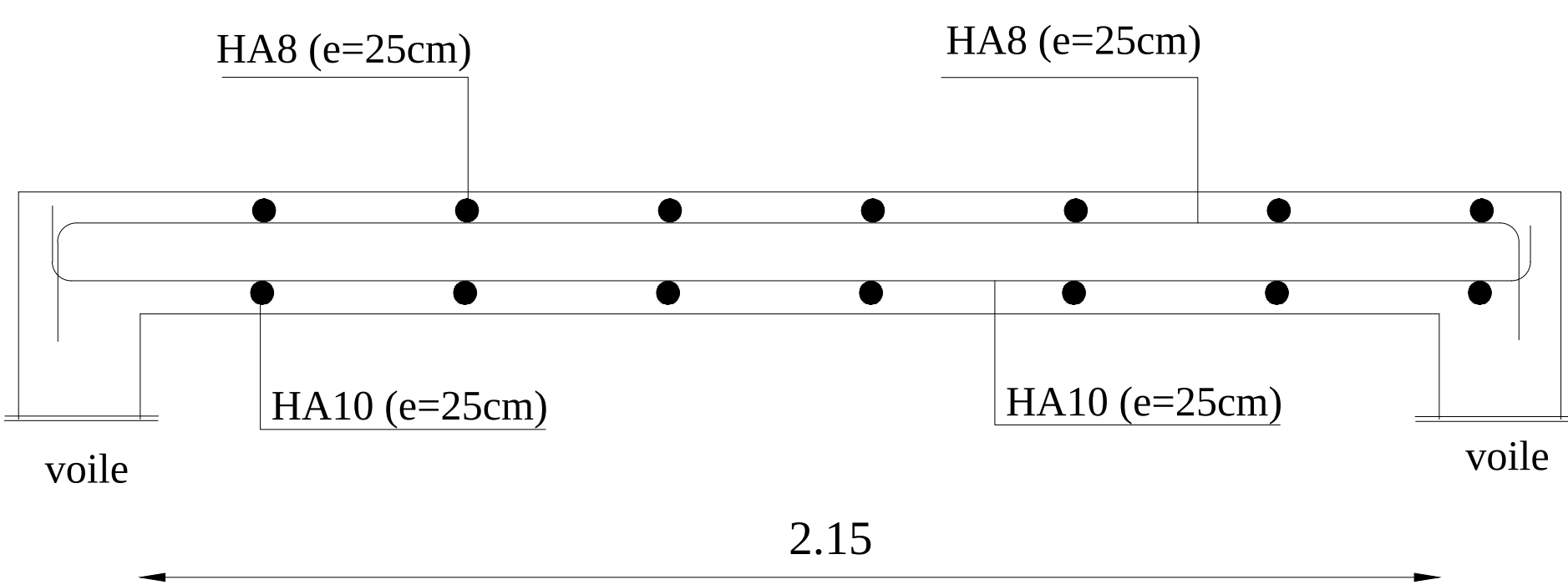
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-UIZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>ETUDIE PAR :</u> Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhoulouf	<u>TITRE:</u> Plan de ferrailage du porte a faux
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr A. KAHIL	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N° ECHELLE

Sens xx



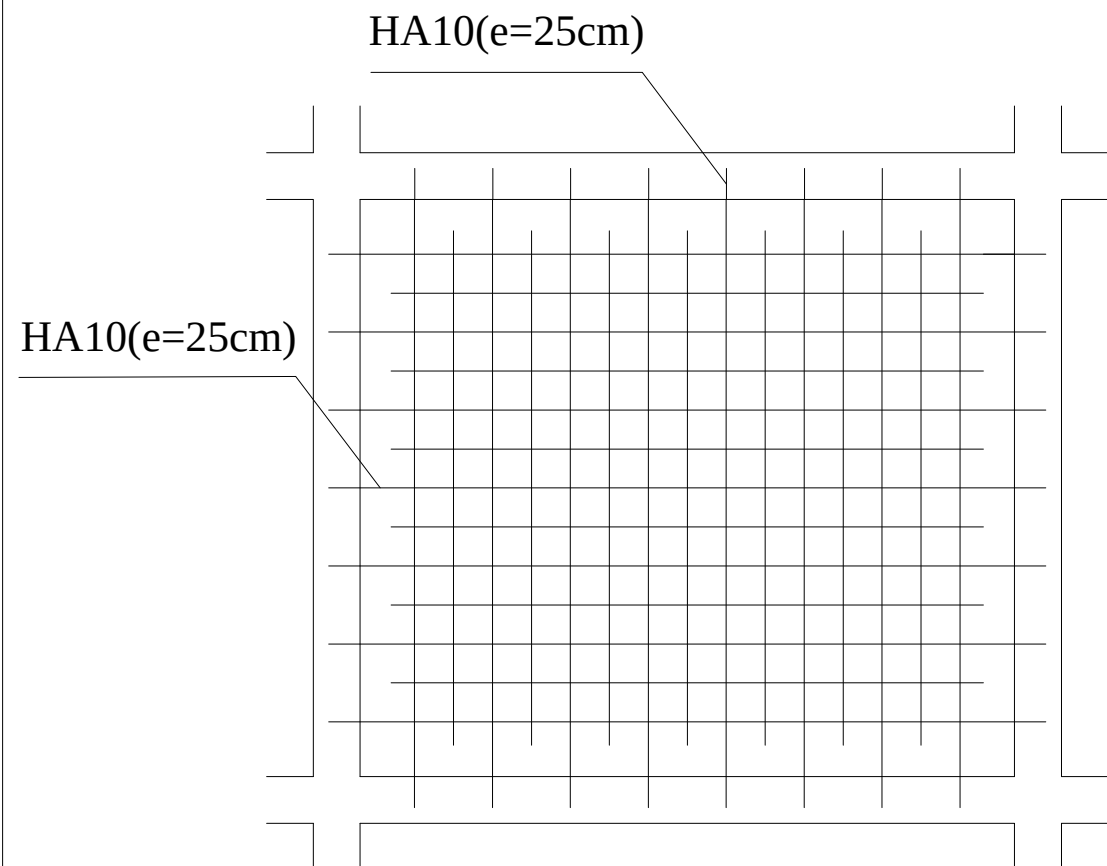
Sens yy



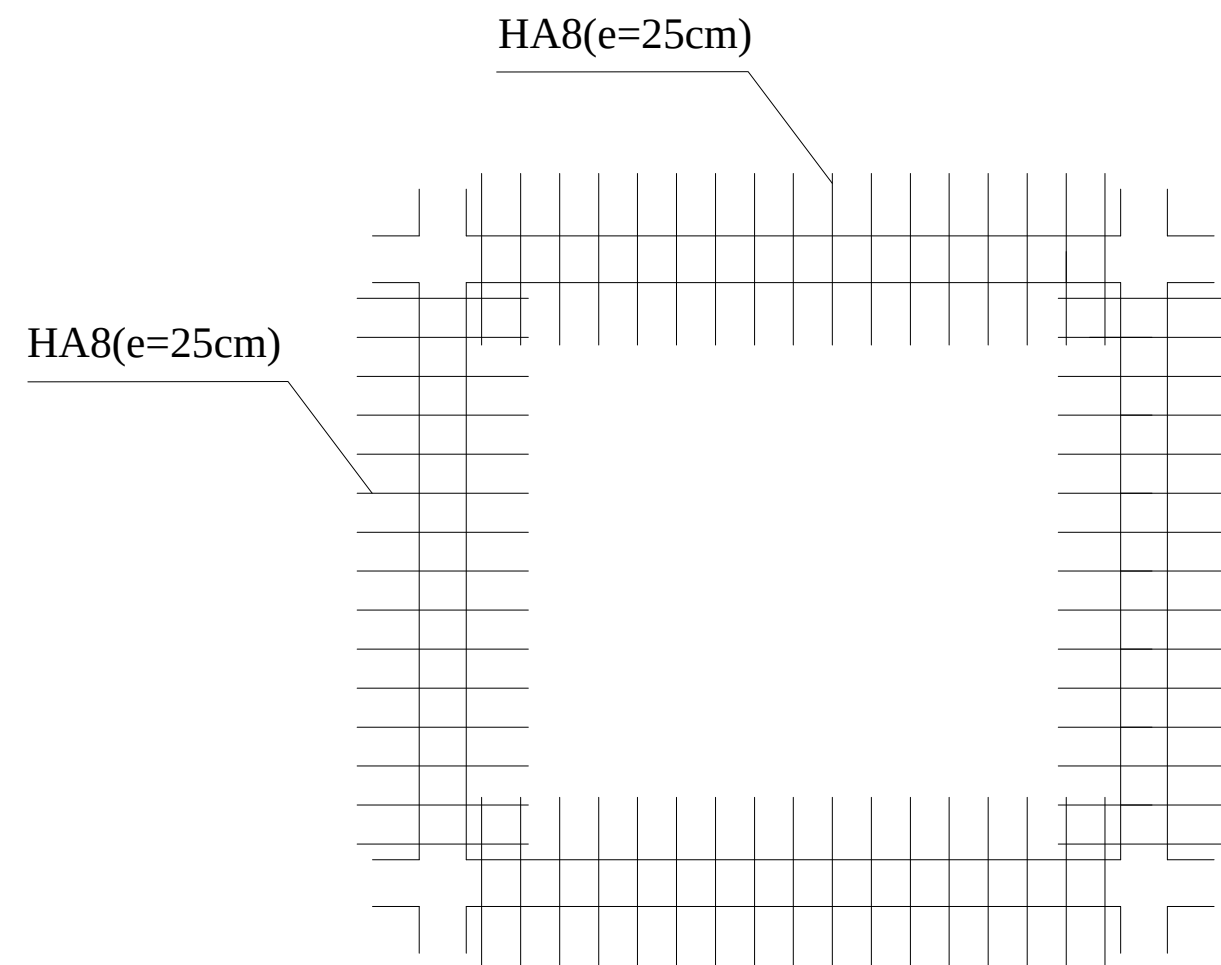
Plan de ferrailage de la dalle salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-UIZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhoulouf		TITRE: Plan de ferrailage da la dalle salle machine	
DIRIGE PAR : Mr A. KAHIL			
PROMOTION 2016-2017		PLANCHE N°	ECHELLE



Ferrailage en travée



Ferrailage sur appui

ferrailage de la dalle pleine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

PROMOTION 2016-2017

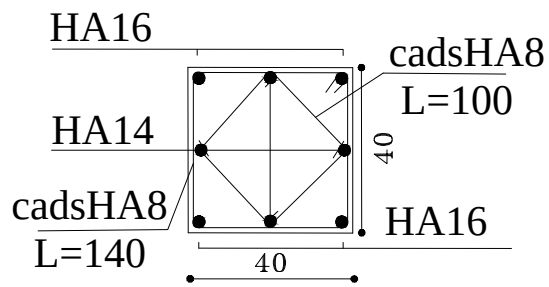
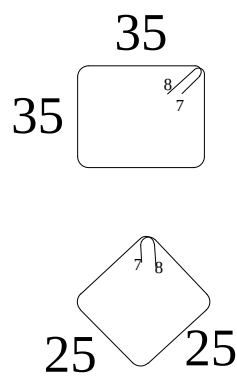
TITRE:

ferrailage de la dalle pleine

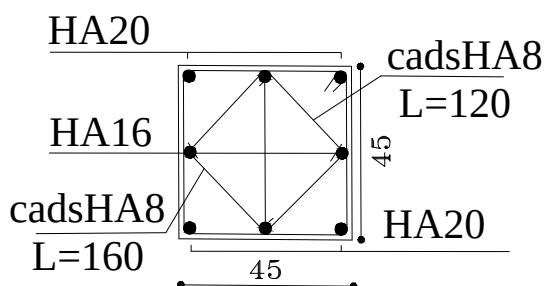
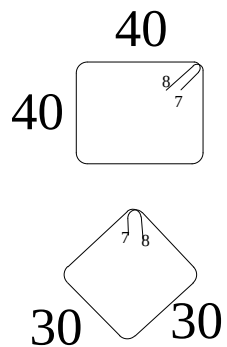
PLANCHE N°

ECHELLE

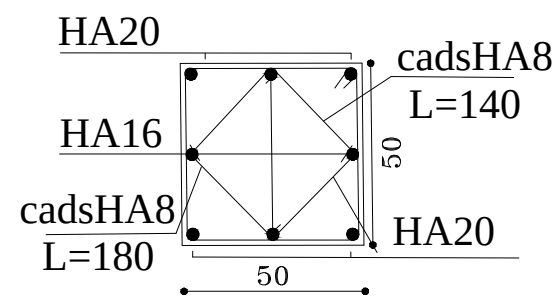
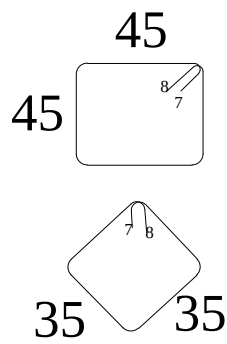
SECTION: 4-4



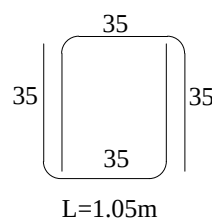
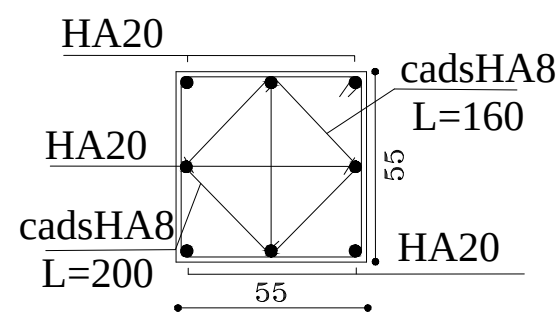
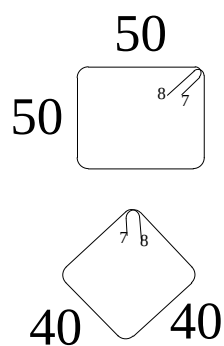
SECTION: 3-3



SECTION: 2-2



SECTION: 1-1



cadre en 'U'
e = 10cm

+12.24

HA16+HA14

4

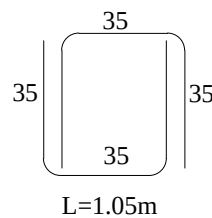
4

5
10x10

e=15cm

5

3.06



cadre en 'U'
e = 10cm

+9.18

HA20+HA16

3

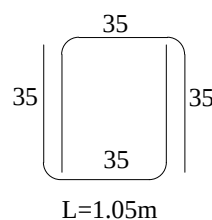
3

5
10x10

e=15cm

5

3.06



cadre en 'U'
e = 10cm

+6.12

HA20+HA16

2

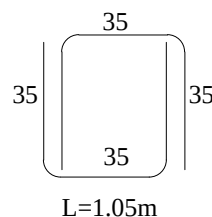
2

5
10x10

e=15cm

5

3.06



cadre en 'U'
e = 10cm

+3.06

HA20

1

1

5
10x10

e=15cm

5

3.06

+0.00

5
10x10

Plan de ferrailage des poteaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhoulouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

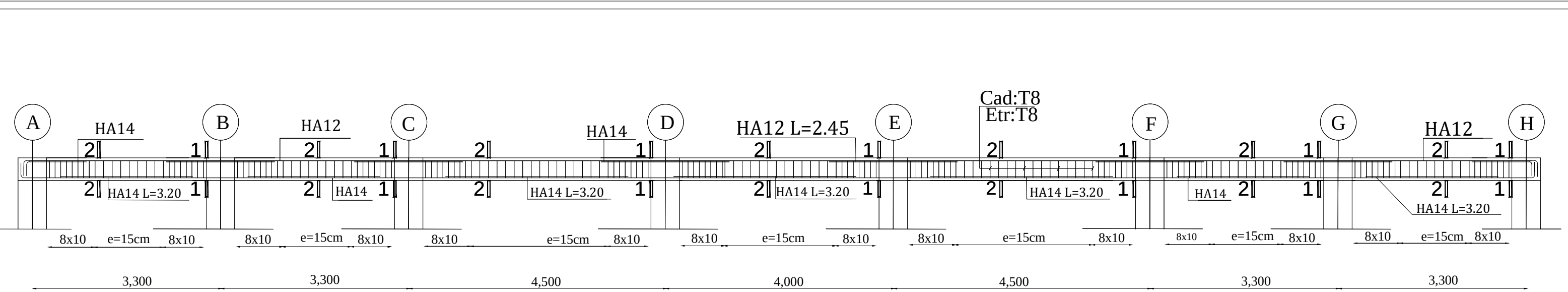
PROMOTION 2016-2017

TITRE:

Plan de ferrailage des poteaux

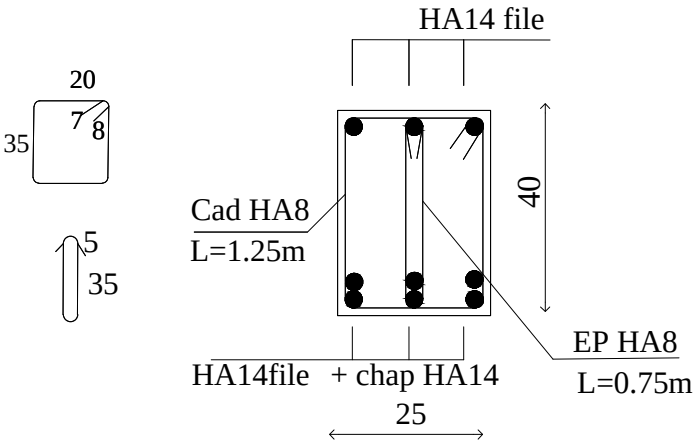
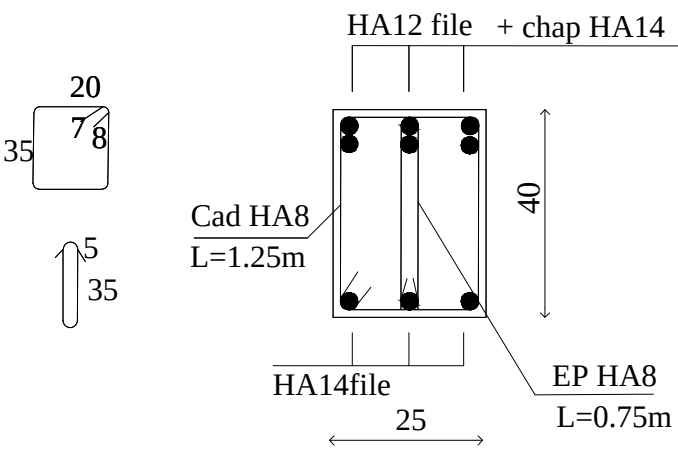
PLANCHE N°

ECHELLE



SECTION: 1-1

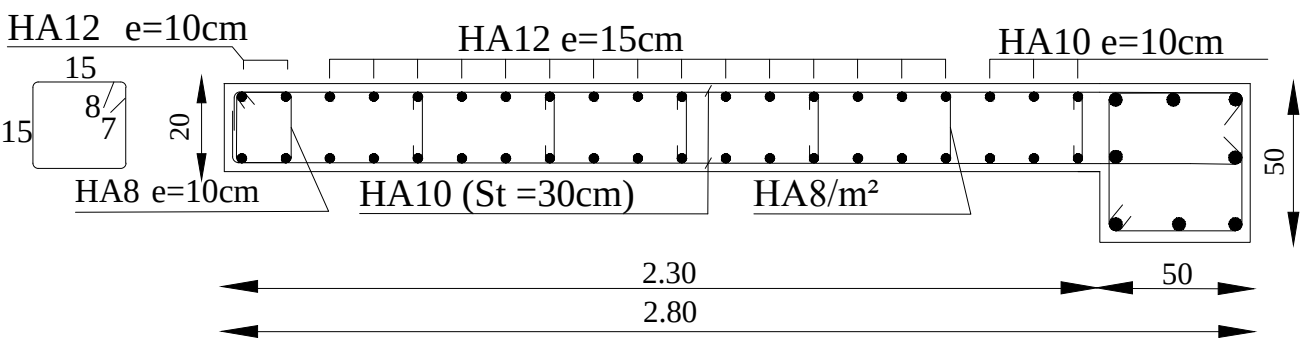
SECTION: 2-2



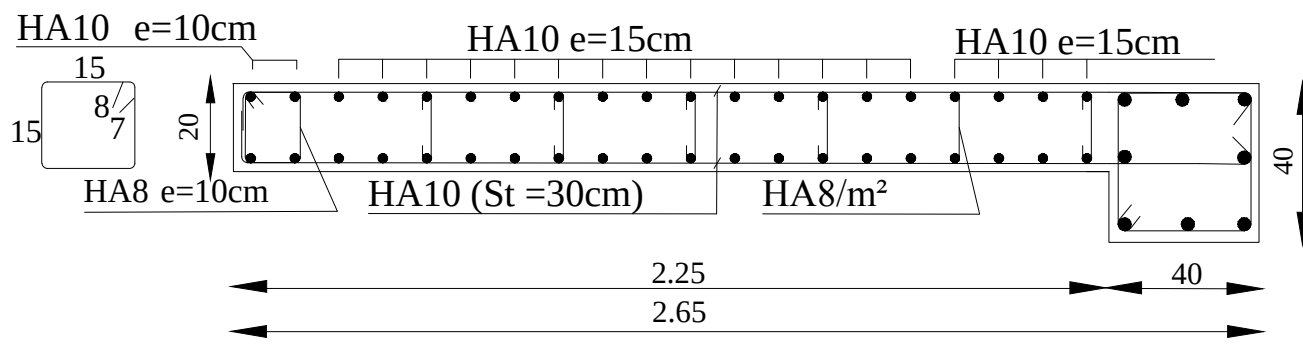
Plan de ferrailage de la poutre principale (40x25)

REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-UZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlof	TITRE: ferrailage la poutr principale
DIRIGE PAR : Mr A. KAHIL	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N° ECHELLE

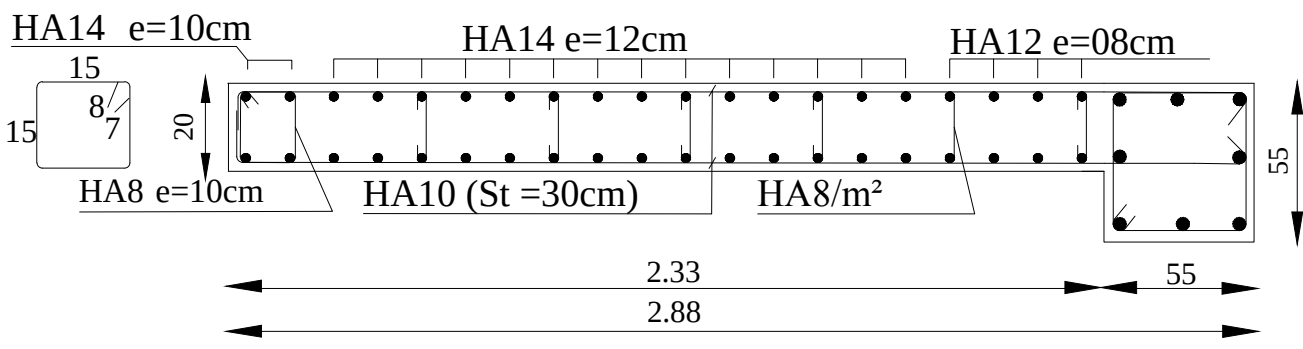
ZONE II



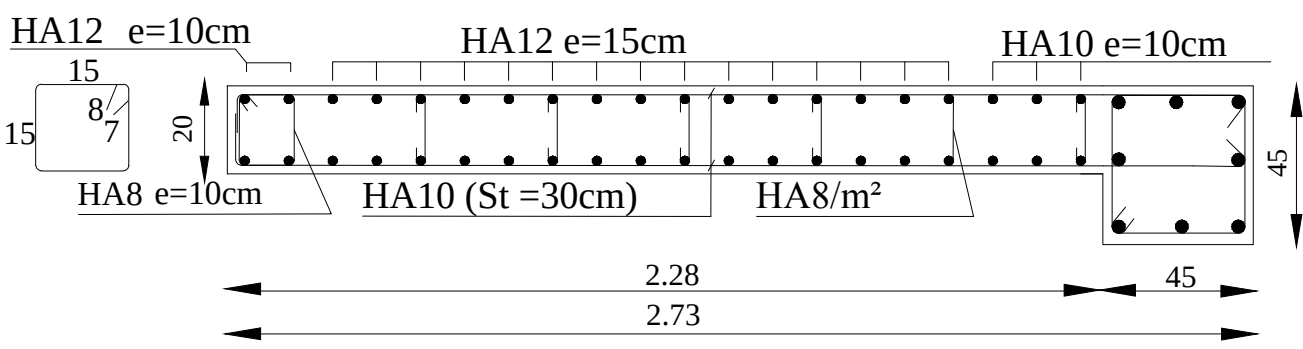
ZONE IV



ZONE I



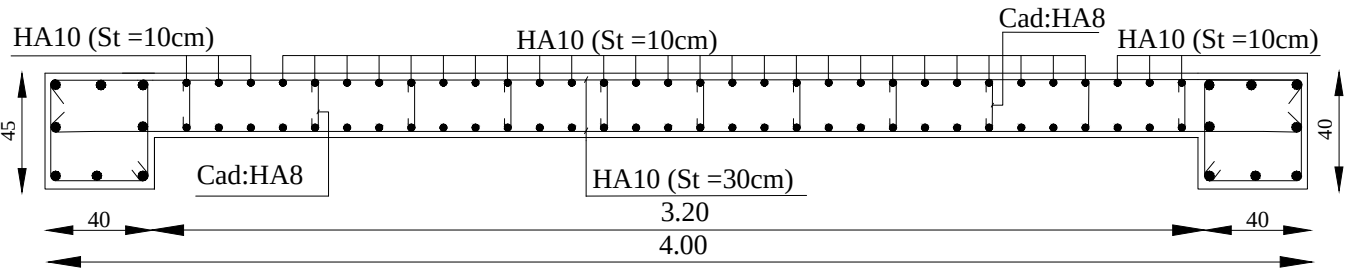
ZONE III



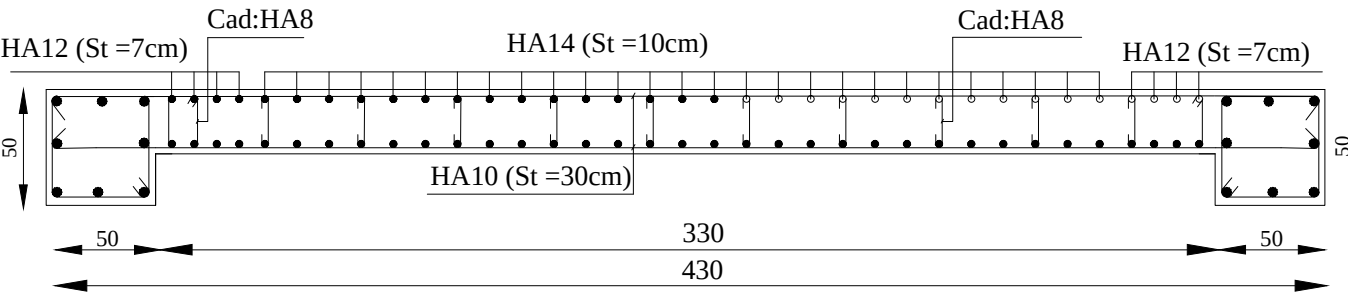
Ferrailage du voile VL2(coupe transversal)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf	TITRE: ferrailage du voile VL2
DIRIGE PAR : Mr A. KAHIL	
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N° ECHELLE

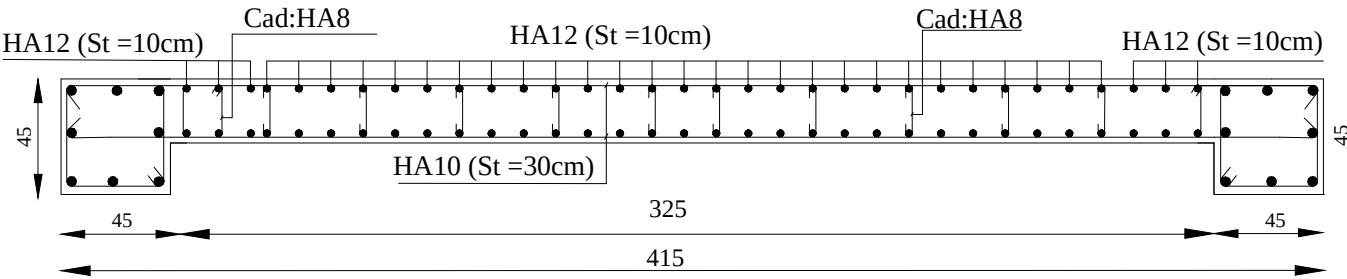
ZONE IV



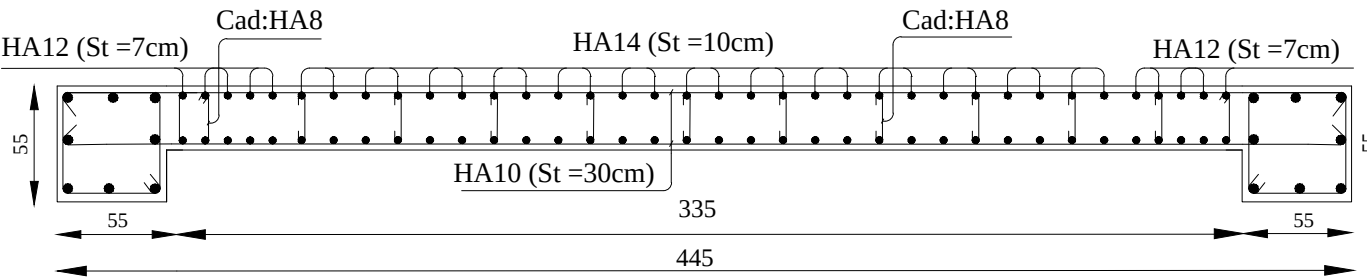
ZONE II



ZONE III



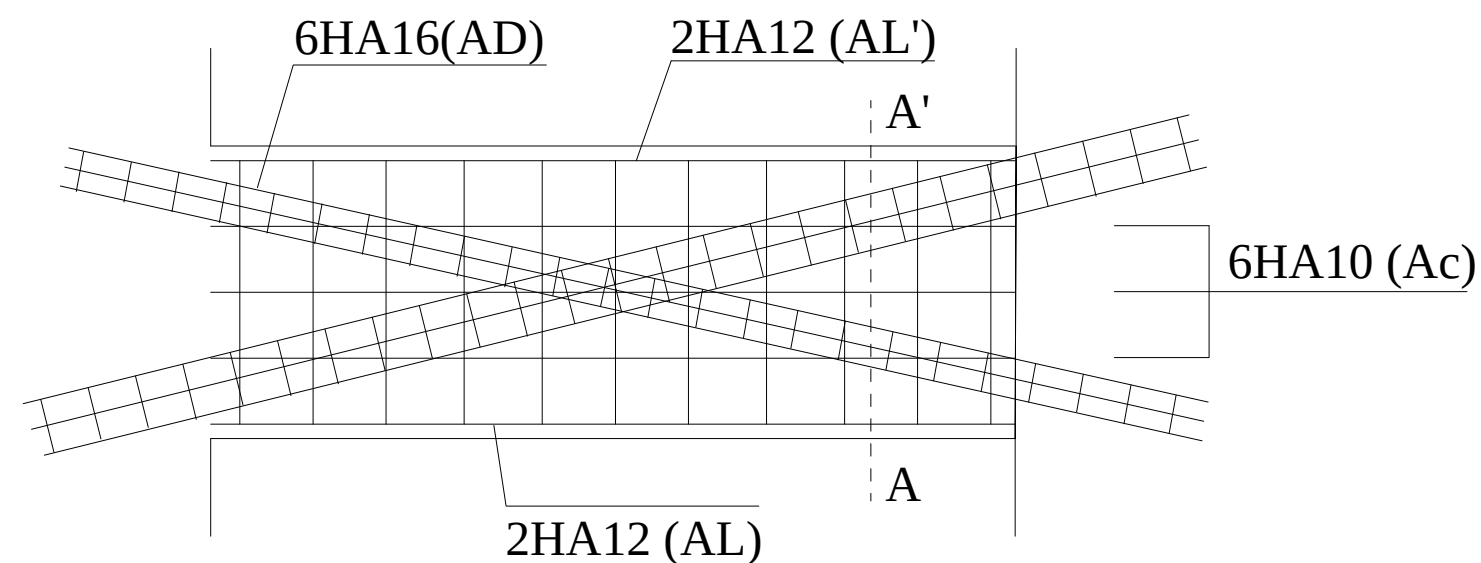
ZONE I



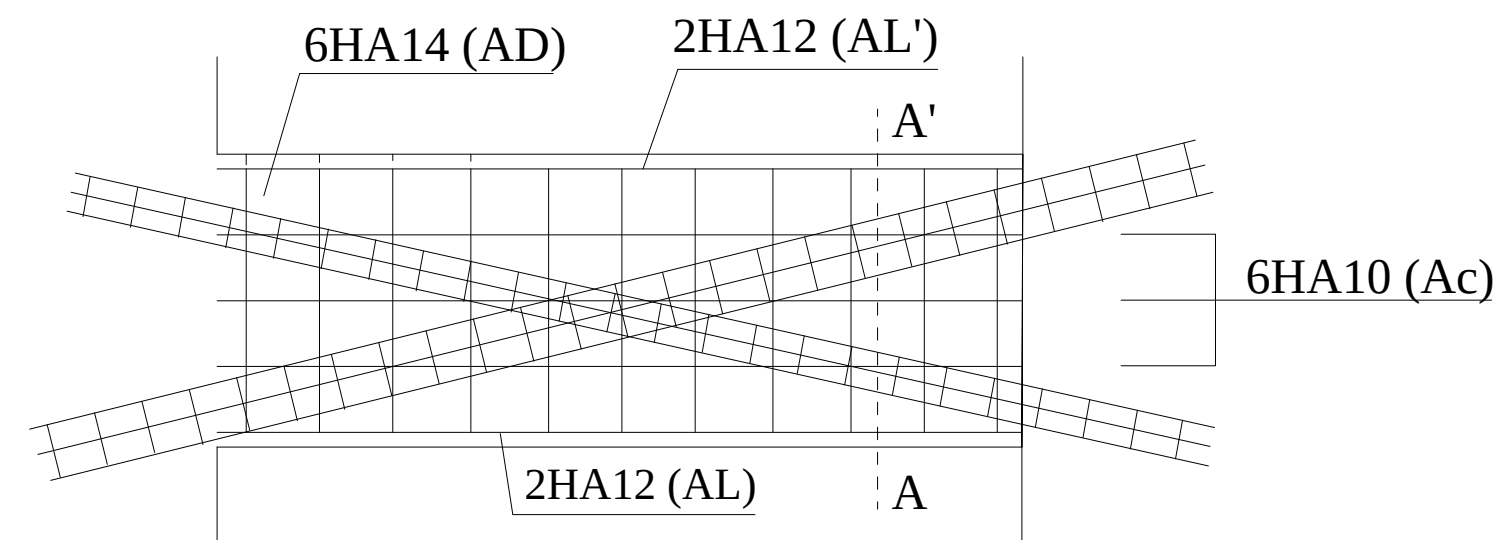
Ferrailage du voile VT1 (Coupe transversal)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf		TITRE:
DIRIGE PAR : Mr A. KAHIL		ferrailage du voile VT1
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE

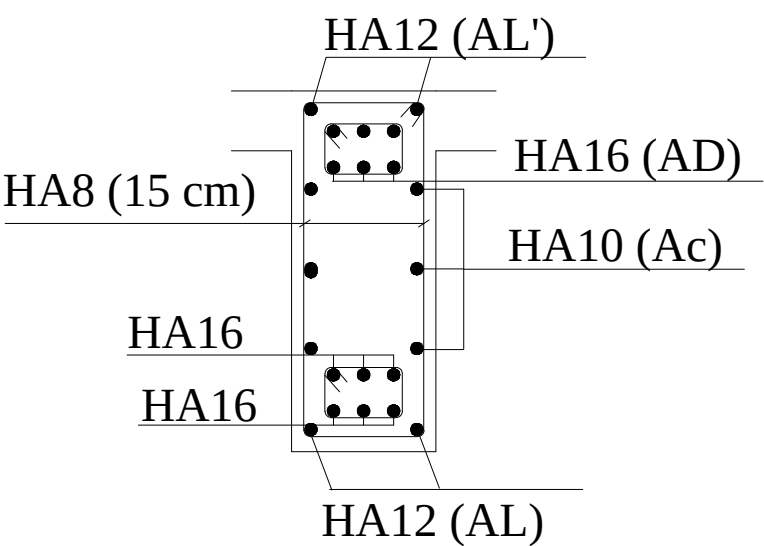
Zone II et III



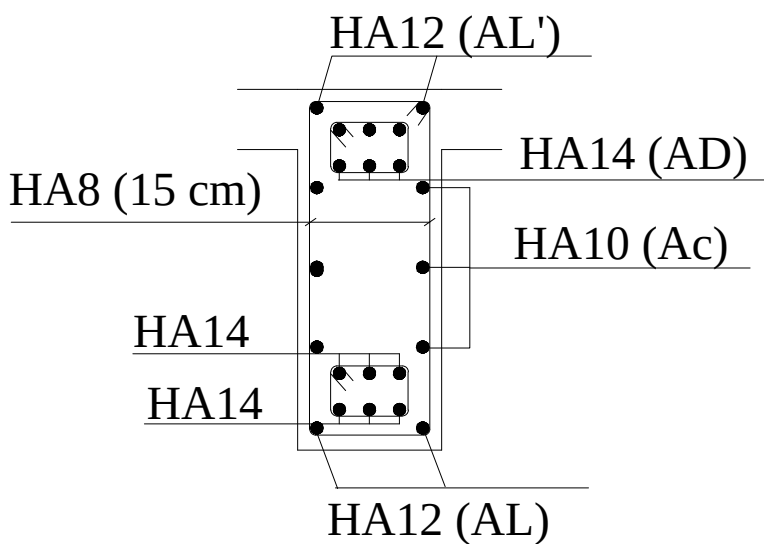
Zone VI



Coupe AA'



Coupe AA'



plan de ferrailage des linteaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhlouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

TITRE:

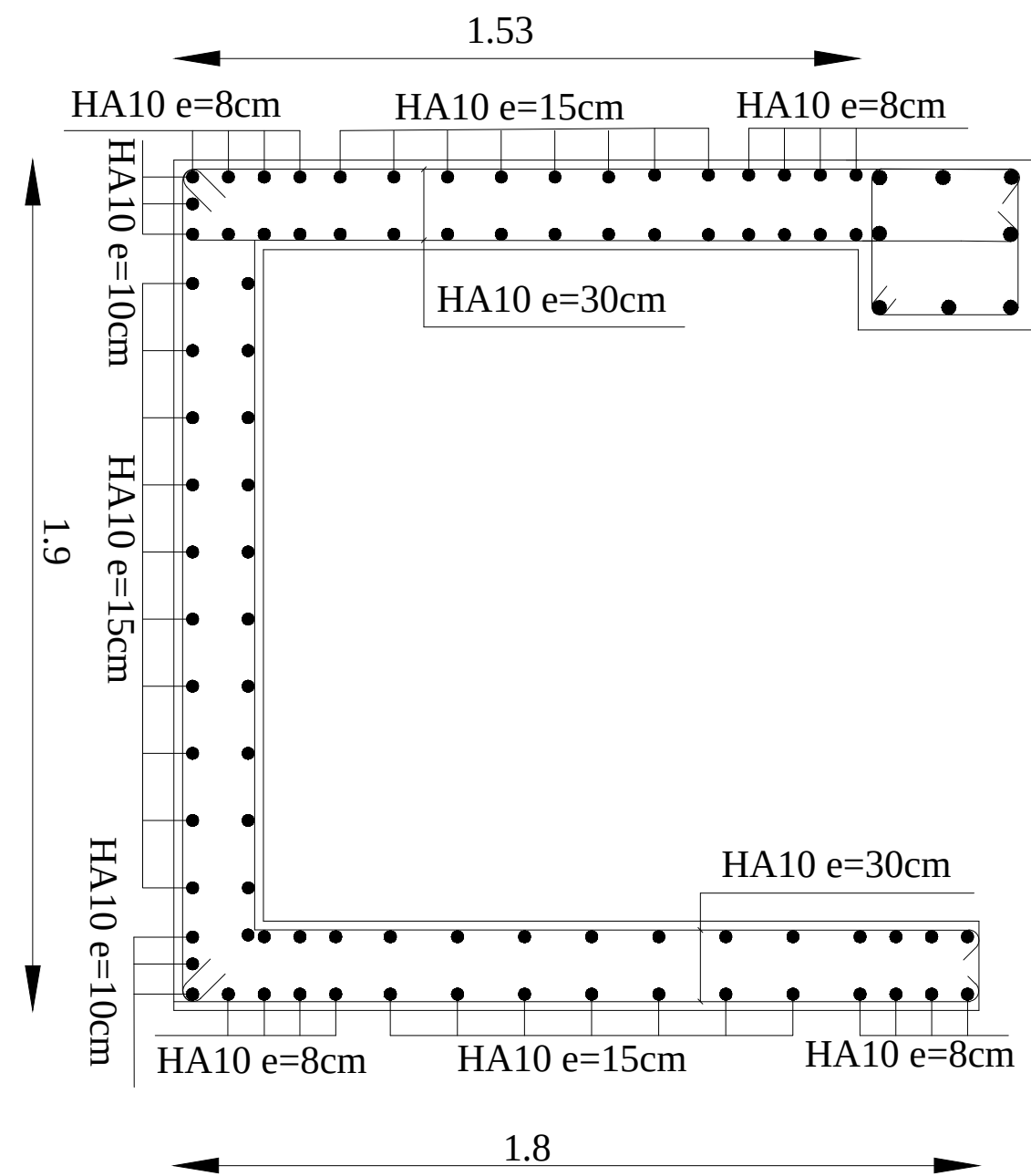
ferrailage des linteaux

PROMOTION 2016-2017

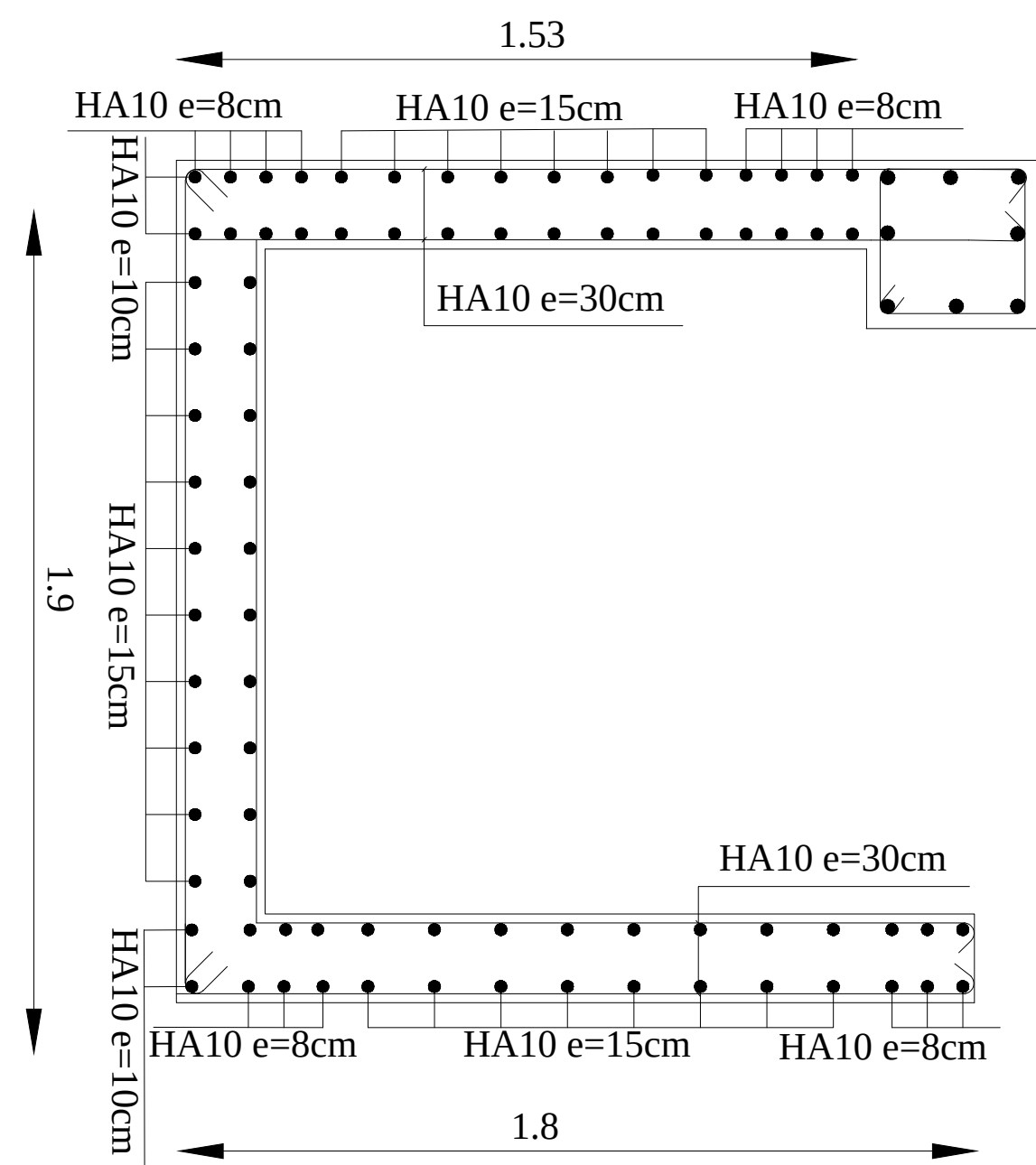
PLANCHE N°

ECHELLE

ZONE I



ZONE II,III ET IV

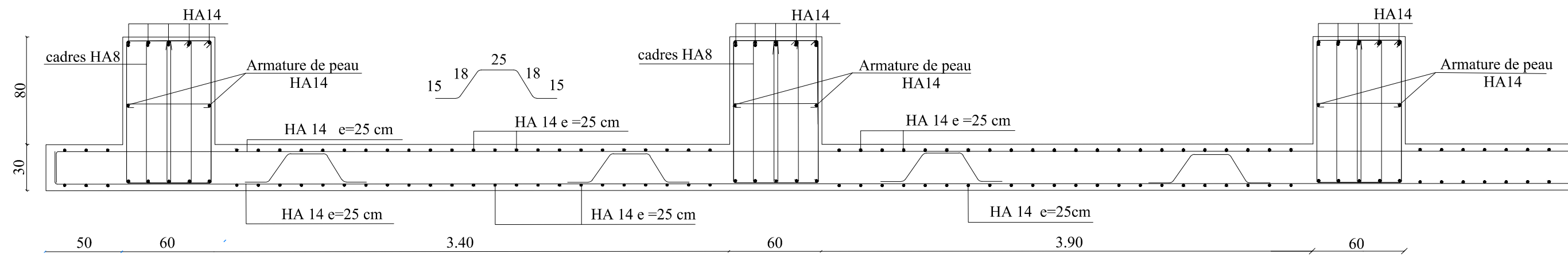


Plan de ferrailage des murs de la salle machine

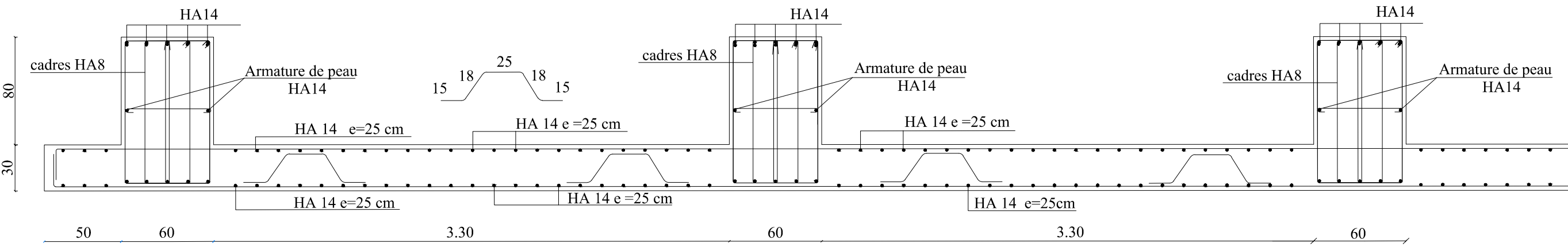
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDIE PAR :</u> Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf		<u>TITRE:</u> ferrailage des murs de la salle machine
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr A. KAHIL		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE

plan de ferrailage de radier général

sens transversal y-y



sens longitudinal x-x



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr MANADI Rabah
Mr MONIR Makhlouf

DIRIGE PAR :
Mr A. KAHIL

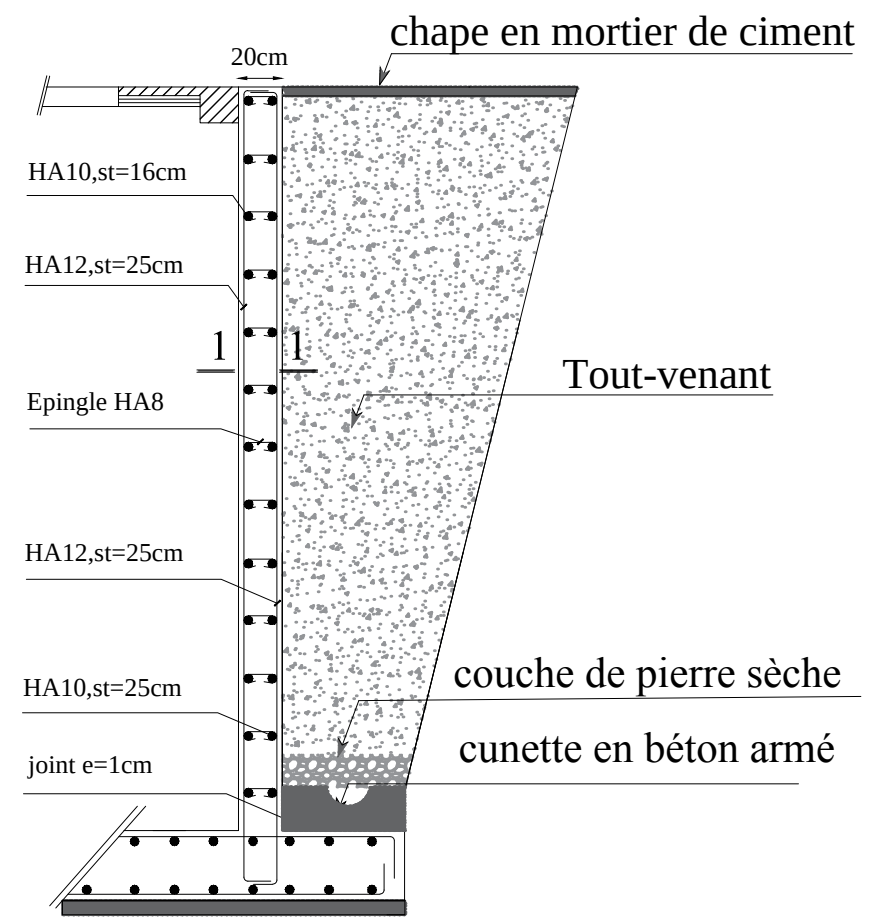
PROMOTION 2016-2017

TITRE:

ferrailage du radier général

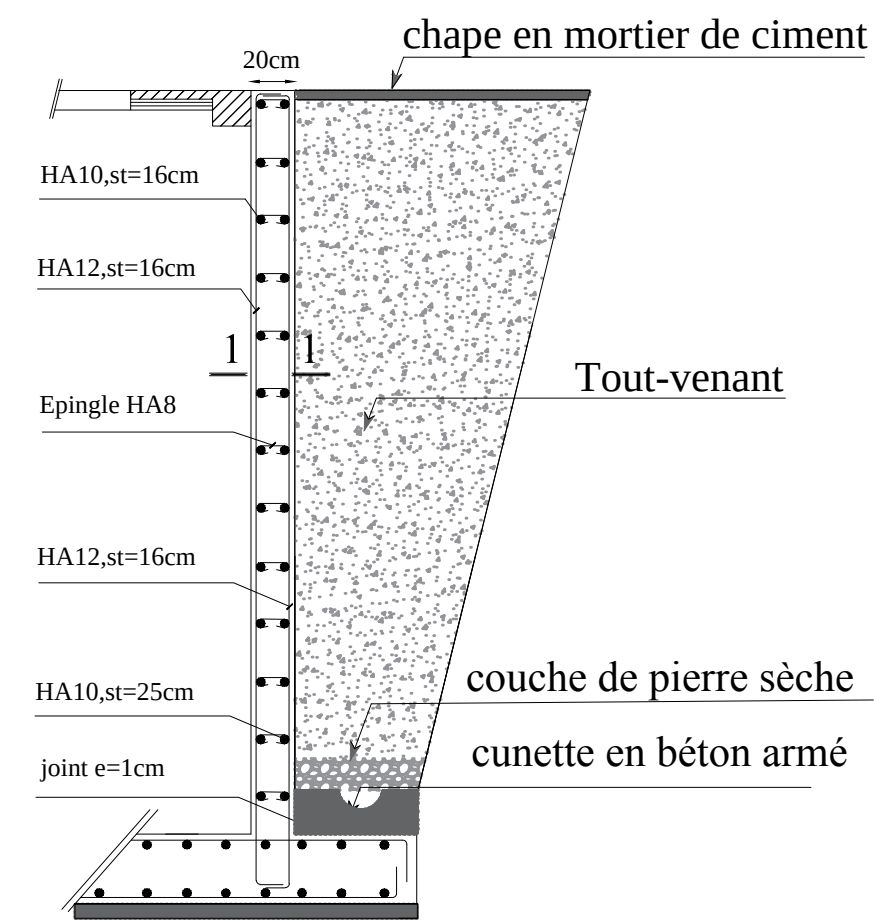
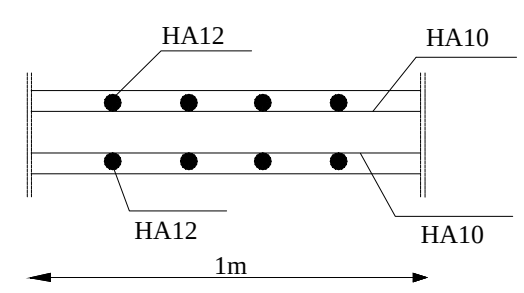
PLANCHE N°

ECHELLE



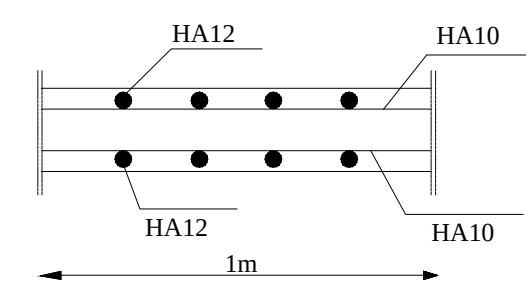
plan de ferrailage de mur plaque aux appuis

coupe 1-1

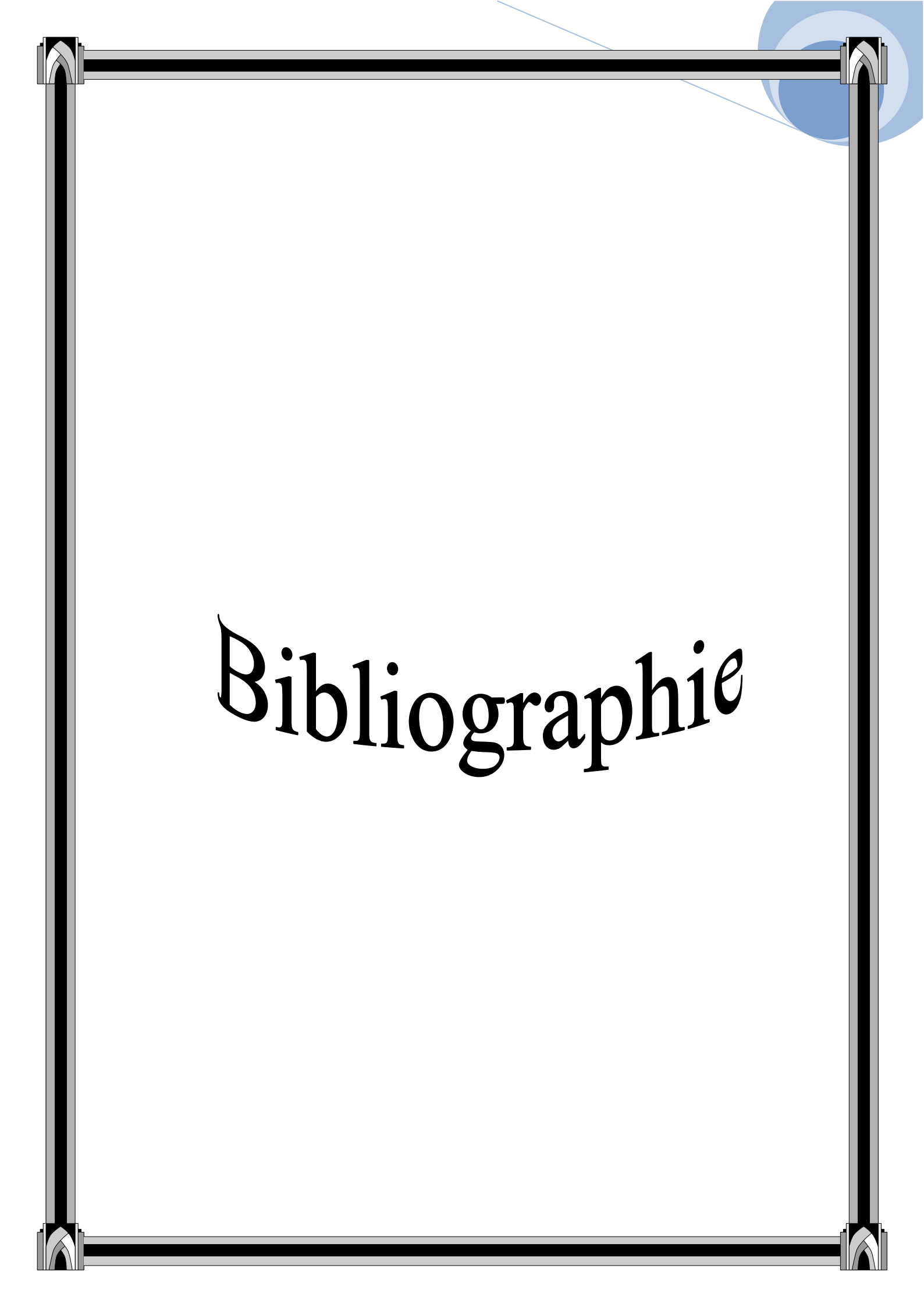


plan de ferrailage de mur plaque en travée

coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE CIVIL DE LE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDIE PAR :</u> Mr MANADI Rabah Mr MONIR Makhlouf		<u>TITRE:</u> ferrailage du mur plaque
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr A. KAHIL		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE



Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- + *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003)*
- + *Règles BAEL91 modifié 99*
- + *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2) , Charges permanentes et surcharges d'exploitation*

Ouvrage :

- + *Mr Belazougui : « Calcul des ouvrages en béton armé »*
- + *Henry Thonier: « Conception et calcul des structures de bâtiment »*
- + *Marius Divers : « Calcul des tours en béton armée »*
- + *ALBERT Fuentes : « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé »*
- + *H.Renaud : « Ouvrages en béton armé »*
- + *Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI : « Formulaire de Béton armé »*