



Memoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10),
A CONTREVENTEMENT MIXTE A USAGE MULTIPLE
AVEC L'APPLICATION ETABS**



Etudié par:

M^{elle} : HADJ ALI Nadia

M^{elle} : BOUBCHIR Khoukha

Dirigé par:

Mme : AKMOUSSI

Promotion

2017/2018

Remerciement

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Madame AKMOUSSI**, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ses encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.*

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation l'ouvrage	1
❖ Présentation et description de l'ouvrage.	
❖ Caractéristique des matériaux.	
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	8
Chapitre III : Calcul des éléments	
❖ III-A. Étude de l'acrotère	23
❖ III-B. Plancher	31
❖ III-C Escalier	49
❖ III-D. Poutre palière	63
❖ III-E Porte à faux	69
❖ III-F. Balcons	75
❖ III-G. Salle machine	84
Chapitre IV : Etude du contreventement	85
Chapitre V : Présentation de l'ETABS	98
Chapitre VI : Vérification de RPA	112
Chapitre VII : Ferrailages des éléments principaux	
❖ Ferrailage des poteaux	122
❖ Ferrailage des poutres	136
❖ Ferrailage des voiles	147
Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure.	
❖ Choix de type des fondations	160
❖ Ferrailage du radier	172
Chapitre IX : Etude de mur plaque	186
Conclusion.	
Bibliographie.	

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 – Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU0.....	4
Figure I-2 -Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	4
Figure I-3- Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	7

Chapitre II

Figure II-1: Coupe transversale du plancher.....	10
Figure II -2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.....	12
Figure II-3 : coupe de voile en élévation.....	12
Figure II-4 : coupe du voile en plan.....	13
Figure II-5:surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	15
Figure II-6:coupe du plancher terras inaccessible.....	15
Figure II-7 : coupe du plancher étage courant.....	16
Figure.II-8: coupe verticale d'un mur extérieur.....	16
Figure II-9 : coupe verticale d'un mur intérieur.....	17
Figure II-10: coupe verticale de l'acrotère.....	18

Chapitre III

Figure. III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	23
Figure. III-A-2 : Diagrammes des efforts internes.....	24
Figure III-A-4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composé.....	25
Figure III-B-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.....	31
Figure III-B-2 : Treillis soudé.....	32
Figure III-B-3 : Coupe vertical d'une poutrelle.....	33
Figure III-B-4 : une poutre	33
Figure III-B-5 : les moments sur appuis.....	38
Figure III-C-1 : Principaux termes relatifs à un escalier.....	48
Figure III-C-2) : Schéma statique de calcul à L'ELU.....	52
Figure III-C-3) Schéma statique à l'ELS.....	59
Figure III-D-1: Diagramme effort internes à l'ELU.....	64
Figure III-F-1) : Schéma statique.....	75
Figure III-G-1- : schéma salle machine.....	80.

Chapitre IV

Figure IV-2 : Coupe verticale d'un niveau.....	89
--	----

Chapitre V

Figure V-1 : Interface d'initialisation du modèle.....	100
Figure V-2 : Interface d'introduction des données générales.....	101
Figure V-3 : Interface de modification des entre-axes.....	102
Figure V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.....	102
Figure V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.....	103
Figure V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.....	103
Figure V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et les dalles.....	104

Figure V-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.....	105
Figure V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.....	105
Figure V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.....	106
Figure V-11 : Interface d'introduction du spectre.....	107
Figure V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.....	108
Figure V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.....	108
Figure V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.....	109
Figure V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.....	110.
Figure V-18 : Vue en plan de la structure.....	111.
Figure V-19 : Vue en plan des voiles	111.
Figure V-20 : voile en élévation avant le maillage.....	112.

Chapitre VII

Figure VII-A-1: Délimitation de la zone.....	124.
Figure VII-A-2 : Section en flexion composée.....	125.
Figure VII-A-3- caractéristiques et sollicitation de la section.....	127
Figure VII-B-1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.....	147
Figure VII-B-2: Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.....	148
Figure VII-B-4: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.....	148
Figure VII-C-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections.....	150
Figure VII-C-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	152.

Chapitre VIII

Figure VIII-1 : dimensionnement d'une fondation.....	165.
Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes.....	173.
Figure VIII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	175
Figure VIII.4 : Schéma statique du débord.....	180
Figure VIII-5: Répartition trapézoïdale.....	182
Figure VIII-6: Présentation des chargements simplifiés.....	182
Figure VIII-7: Répartition triangulaire.....	182
Figure VIII-8: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).....	186
Figure VIII-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	186
Figure VIII-10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	186
Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	186
Figure VIII-12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	187
Figure VIII-13: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).....	187
Figure VIII-14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	187
Figure VIII-15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	187
Figure VIII-16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	188
Figure VIII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	188
Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	188

Chapitre IX

Figure IX-1: Schéma statique du mur plaque.....	189
---	-----

Introduction Générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+10 à contreventement mixte en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.



Memoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10),
A CONTREVENTEMENT MIXTE A USAGE MULTIPLE
AVEC L'APPLICATION ETABS**



Etudié par:

M^{elle} : HADJ ALI Nadia

M^{elle} : BOUBCHIR Khoukha

Dirigé par:

Mme : AKMOUSSI

Promotion

2017/2018

Remerciement

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Madame AKMOUSSI**, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ses encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.*

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation l'ouvrage	1
❖ Présentation et description de l'ouvrage.	
❖ Caractéristique des matériaux.	
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	8
Chapitre III : Calcul des éléments	
❖ III-A. Étude de l'acrotère	23
❖ III-B. Plancher	31
❖ III-C Escalier	49
❖ III-D. Poutre palière	63
❖ III-E Porte à faux	69
❖ III-F. Balcons	75
❖ III-G. Salle machine	84
Chapitre IV : Etude du contreventement	85
Chapitre V : Présentation de l'ETABS	98
Chapitre VI : Vérification de RPA	112
Chapitre VII : Ferrailages des éléments principaux	
❖ Ferrailage des poteaux	122
❖ Ferrailage des poutres	136
❖ Ferrailage des voiles	147
Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure.	
❖ Choix de type des fondations	160
❖ Ferrailage du radier	172
Chapitre IX : Etude de mur plaque	186
Conclusion.	
Bibliographie.	

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 – Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU0.....	4
Figure I-2 -Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	4
Figure I-3- Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	7

Chapitre II

Figure II-1: Coupe transversale du plancher.....	10
Figure II -2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.....	12
Figure II-3 : coupe de voile en élévation.....	12
Figure II-4 : coupe du voile en plan.....	13
Figure II-5:surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	15
Figure II-6:coupe du plancher terras inaccessible.....	15
Figure II-7 : coupe du plancher étage courant.....	16
Figure.II-8: coupe verticale d'un mur extérieur.....	16
Figure II-9 : coupe verticale d'un mur intérieur.....	17
Figure II-10: coupe verticale de l'acrotère.....	18

Chapitre III

Figure. III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	23
Figure. III-A-2 : Diagrammes des efforts internes.....	24
Figure III-A-4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composé.....	25
Figure III-B-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.....	31
Figure III-B-2 : Treillis soudé.....	32
Figure III-B-3 : Coupe vertical d'une poutrelle.....	33
Figure III-B-4 : une poutre	33
Figure III-B-5 : les moments sur appuis.....	38
Figure III-C-1 : Principaux termes relatifs à un escalier.....	48
Figure III-C-2) : Schéma statique de calcul à L'ELU.....	52
Figure III-C-3) Schéma statique à l'ELS.....	59
Figure III-D-1: Diagramme effort internes à l'ELU.....	64
Figure III-F-1) : Schéma statique.....	75
Figure III-G-1- : schéma salle machine.....	80.

Chapitre IV

Figure IV-2 : Coupe verticale d'un niveau.....	89
--	----

Chapitre V

Figure V-1 : Interface d'initialisation du modèle.....	100
Figure V-2 : Interface d'introduction des données générales.....	101
Figure V-3 : Interface de modification des entre-axes.....	102
Figure V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.....	102
Figure V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.....	103
Figure V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.....	103
Figure V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et les dalles.....	104

Figure V-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.....	105
Figure V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.....	105
Figure V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.....	106
Figure V-11 : Interface d'introduction du spectre.....	107
Figure V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.....	108
Figure V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.....	108
Figure V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.....	109
Figure V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.....	110.
Figure V-18 : Vue en plan de la structure.....	111.
Figure V-19 : Vue en plan des voiles	111.
Figure V-20 : voile en élévation avant le maillage.....	112.

Chapitre VII

Figure VII-A-1: Délimitation de la zone.....	124.
Figure VII-A-2 : Section en flexion composée.....	125.
Figure VII-A-3- caractéristiques et sollicitation de la section.....	127
Figure VII-B-1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.....	147
Figure VII-B-2: Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.....	148
Figure VII-B-4: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.....	148
Figure VII-C-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections.....	150
Figure VII-C-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	152.

Chapitre VIII

Figure VIII-1 : dimensionnement d'une fondation.....	165.
Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes.....	173.
Figure VIII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	175
Figure VIII.4 : Schéma statique du débord.....	180
Figure VIII-5: Répartition trapézoïdale.....	182
Figure VIII-6: Présentation des chargements simplifiés.....	182
Figure VIII-7: Répartition triangulaire.....	182
Figure VIII-8: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).....	186
Figure VIII-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	186
Figure VIII-10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	186
Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	186
Figure VIII-12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	187
Figure VIII-13: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).....	187
Figure VIII-14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	187
Figure VIII-15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	187
Figure VIII-16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	188
Figure VIII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	188
Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	188

Chapitre IX

Figure IX-1: Schéma statique du mur plaque.....	189
---	-----

Introduction Générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

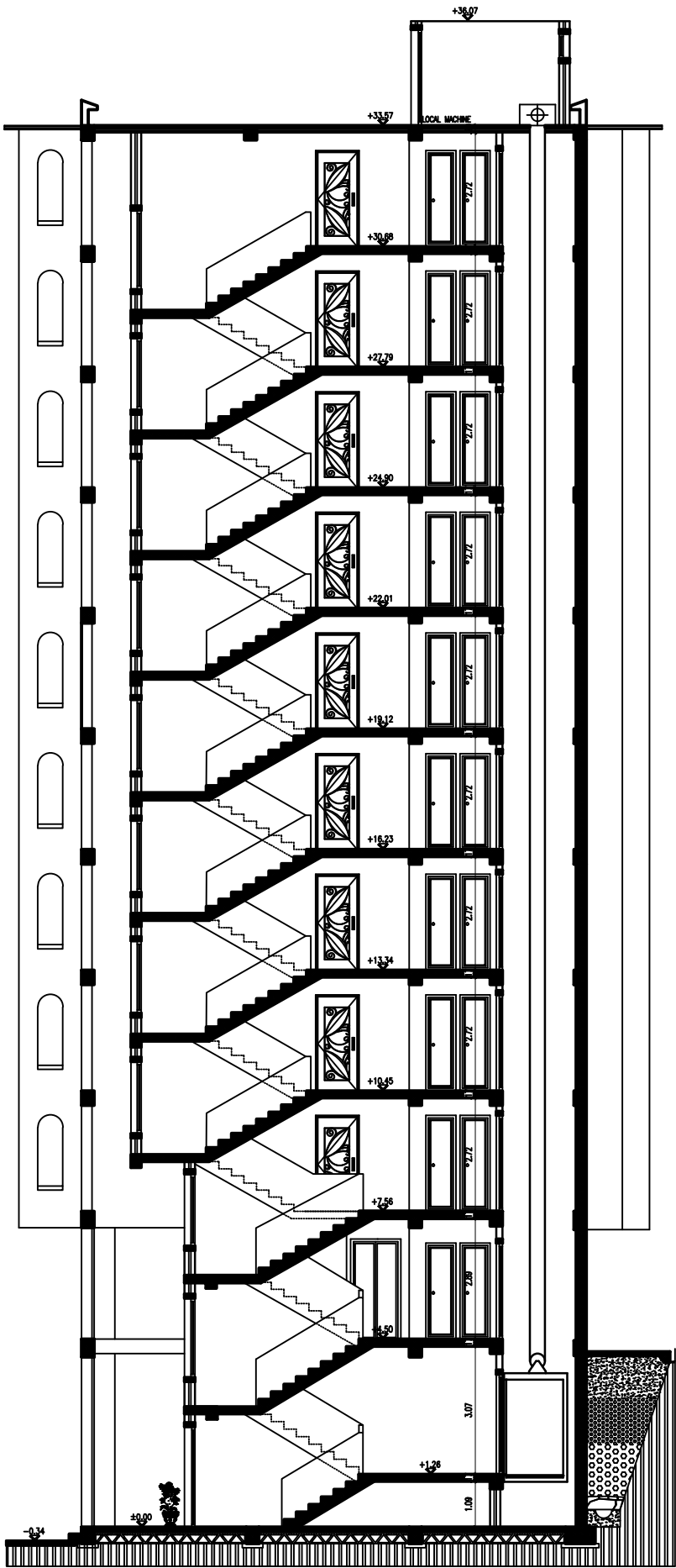
L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

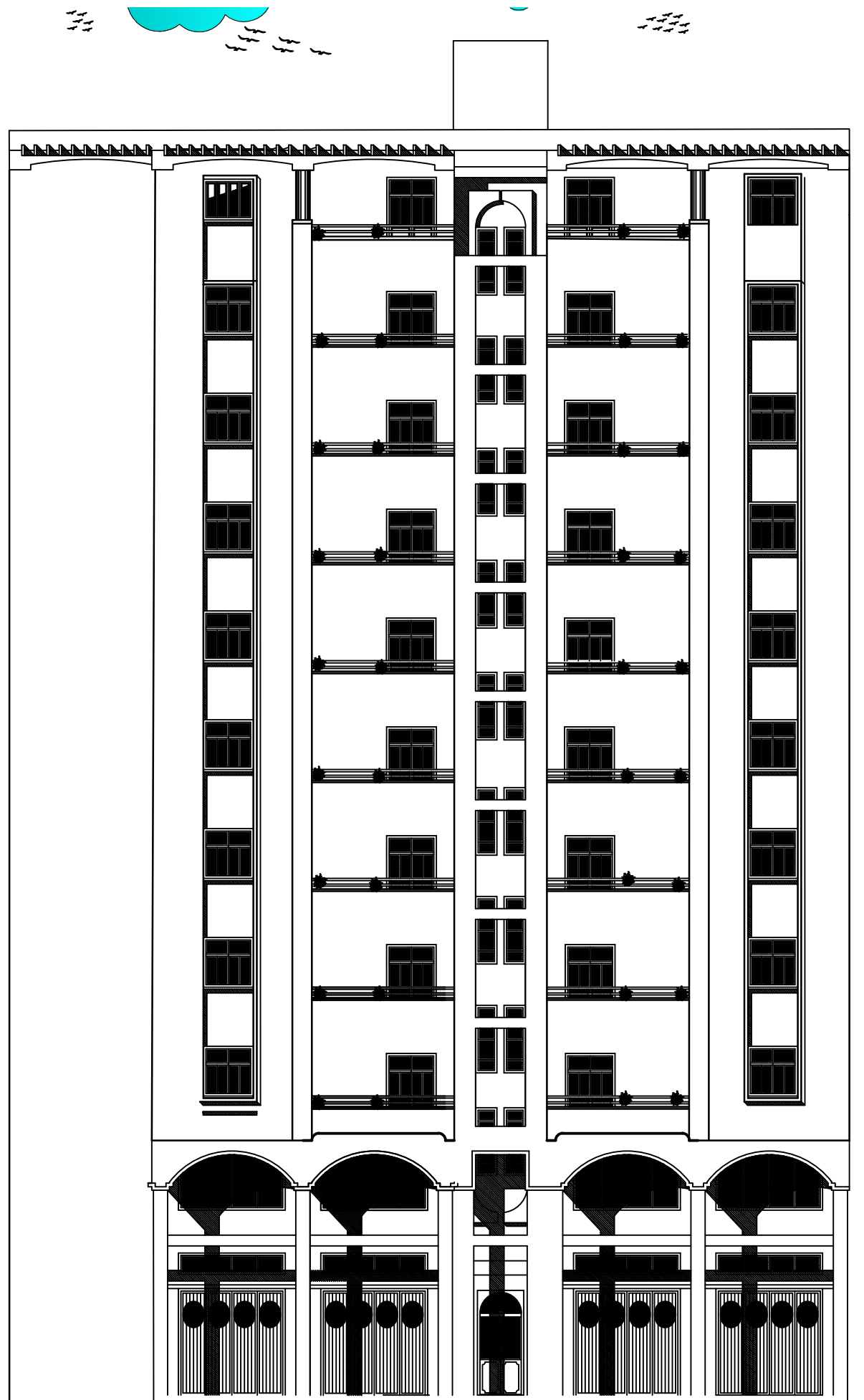
Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

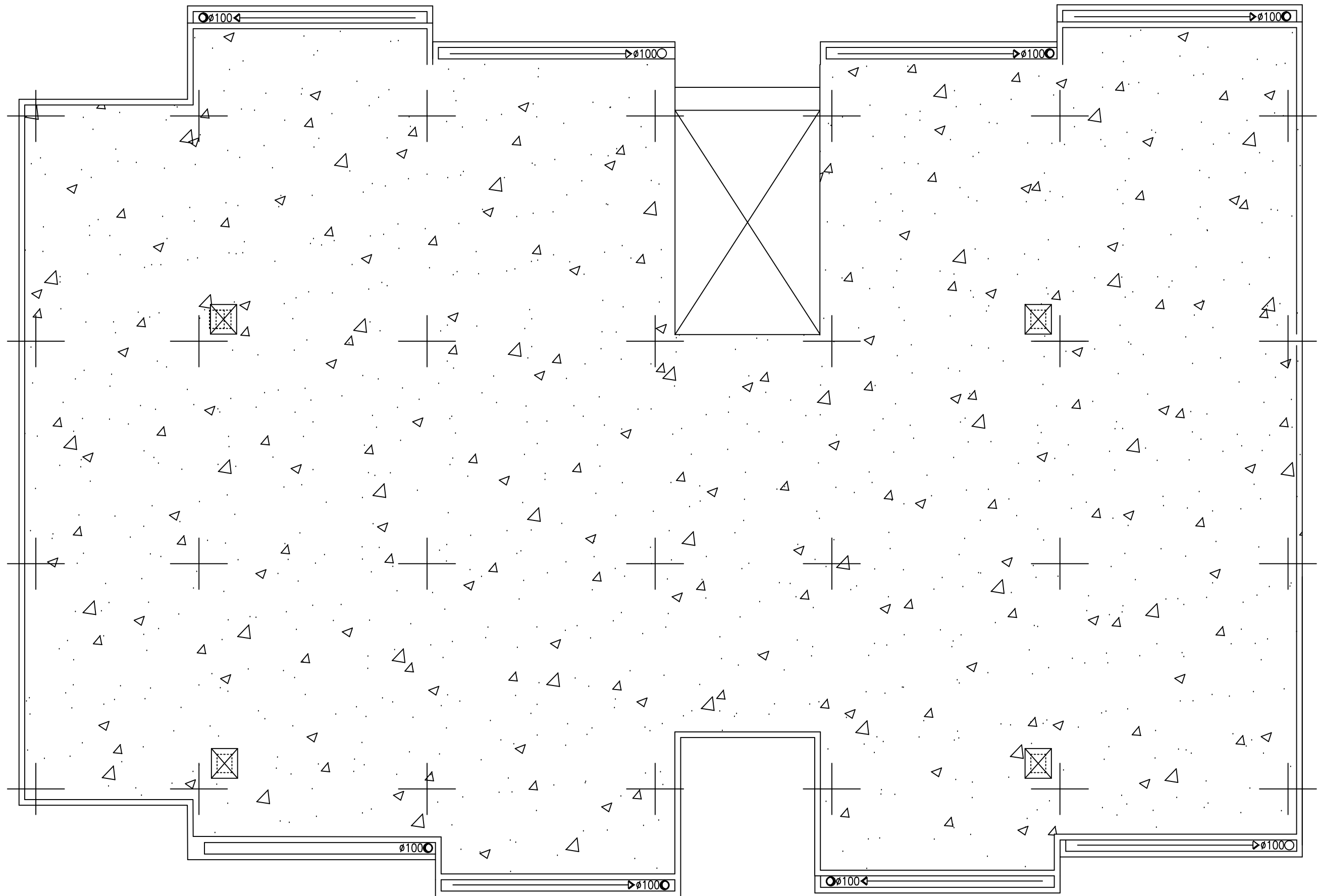
Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+10 à contreventement mixte en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.



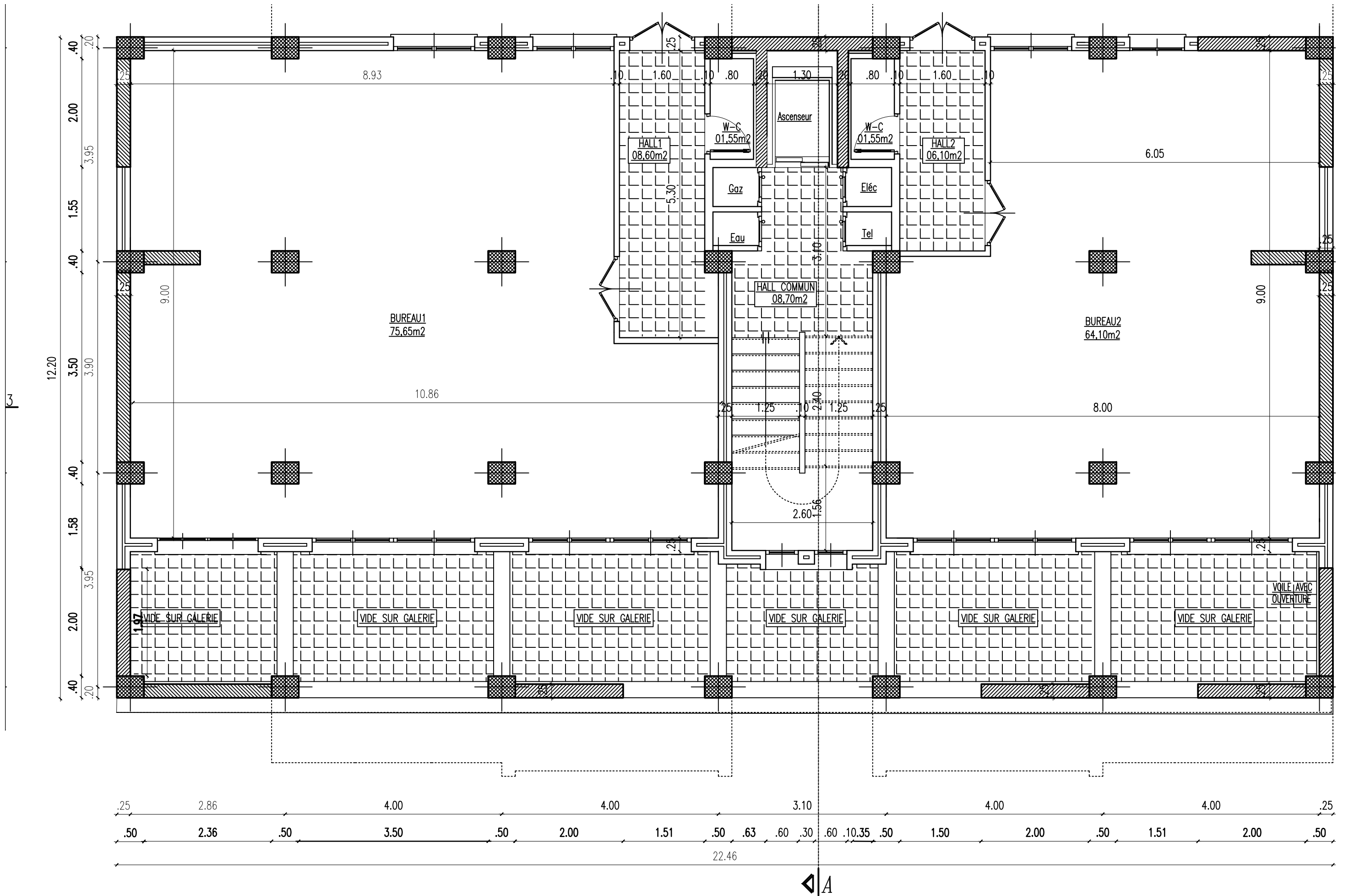
COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

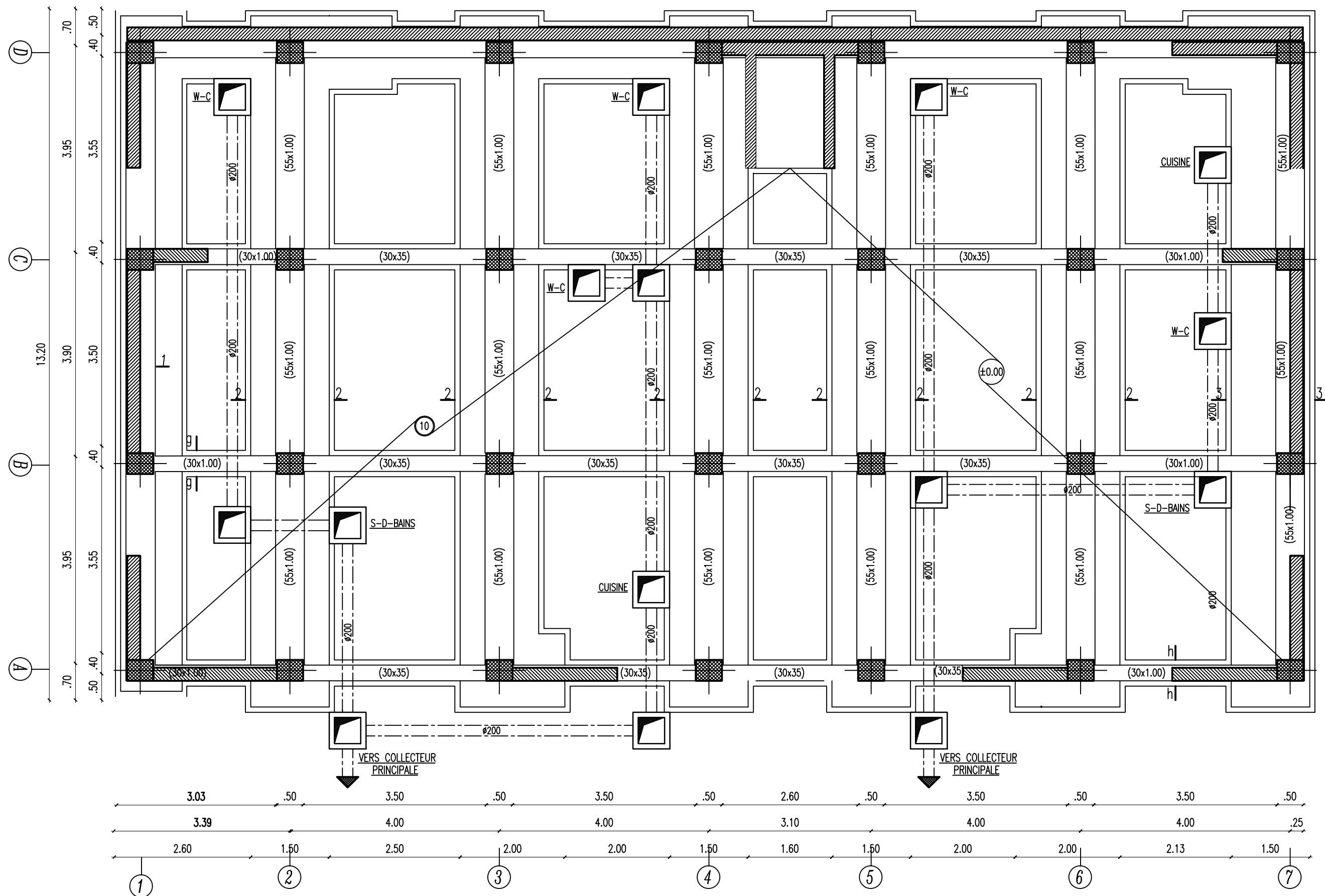


VUE EN PLAN TERRASSE

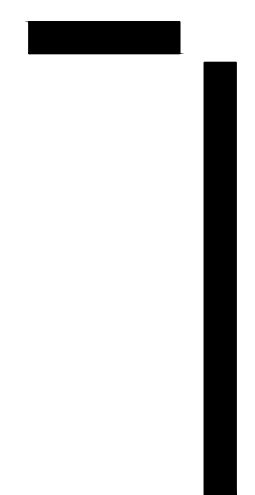
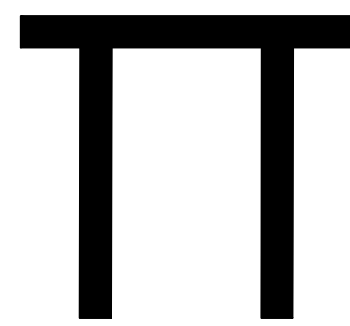


VUE EN PLAN ETAGE DE SERVICE

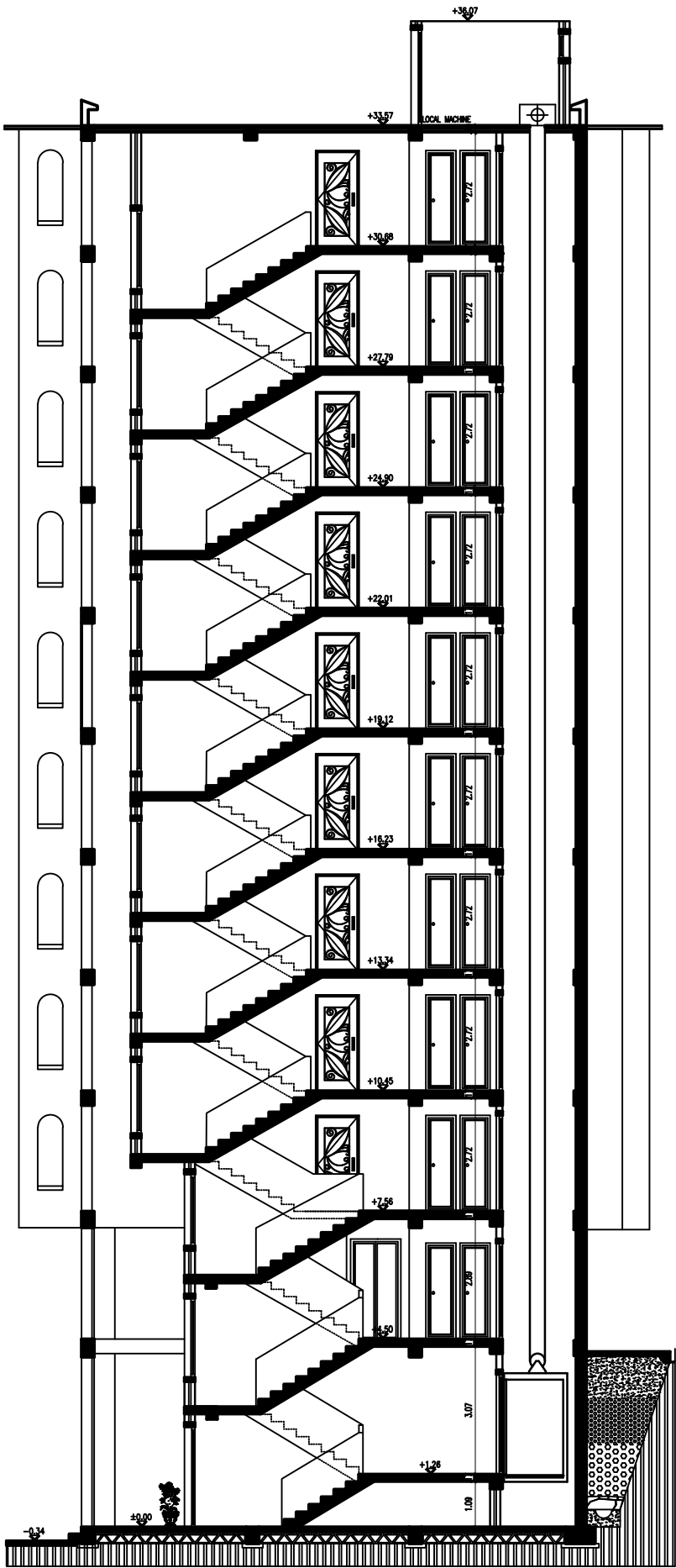




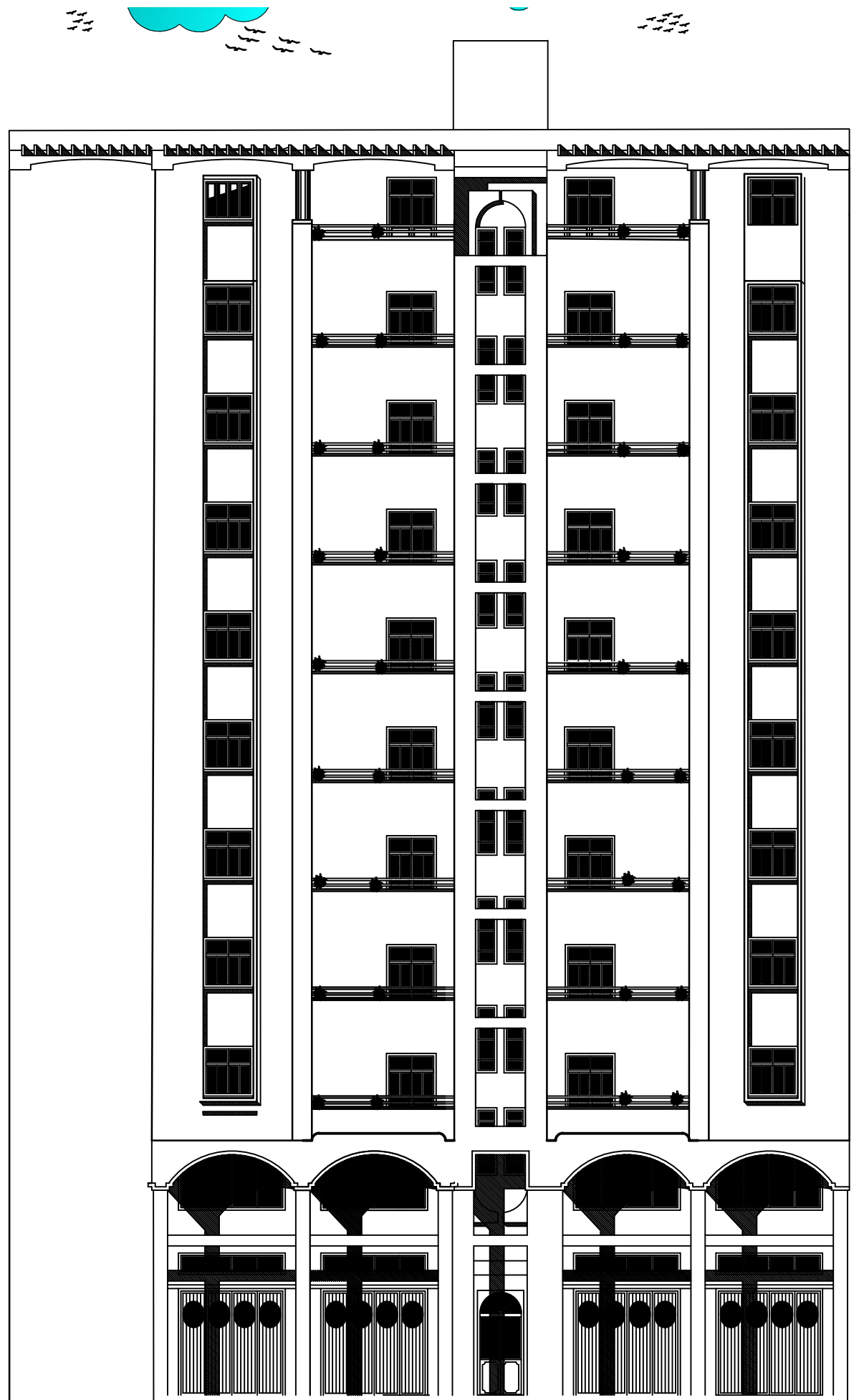
VUE EN PLAN FONDATIONS



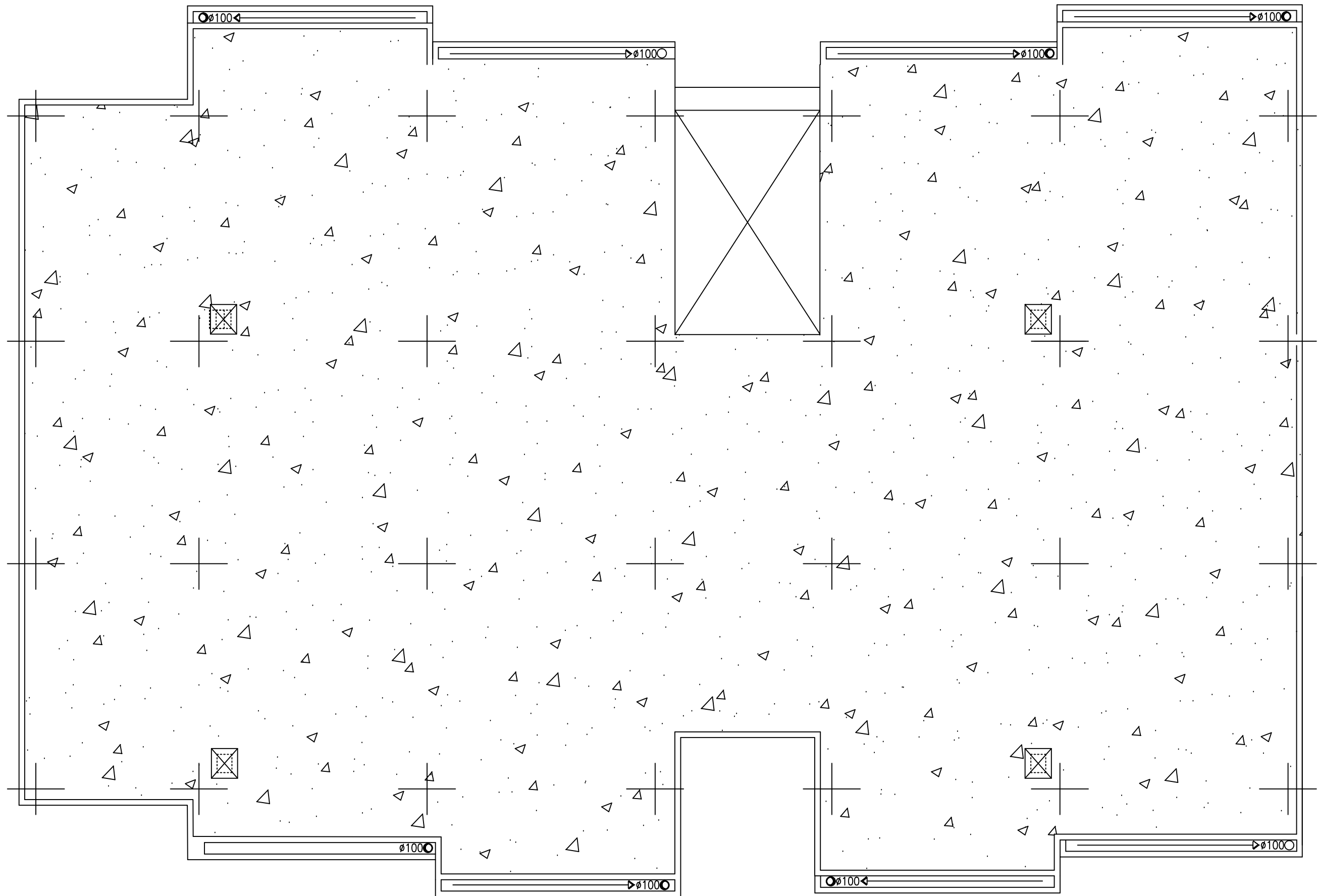
DISPOSITON DES VOILES



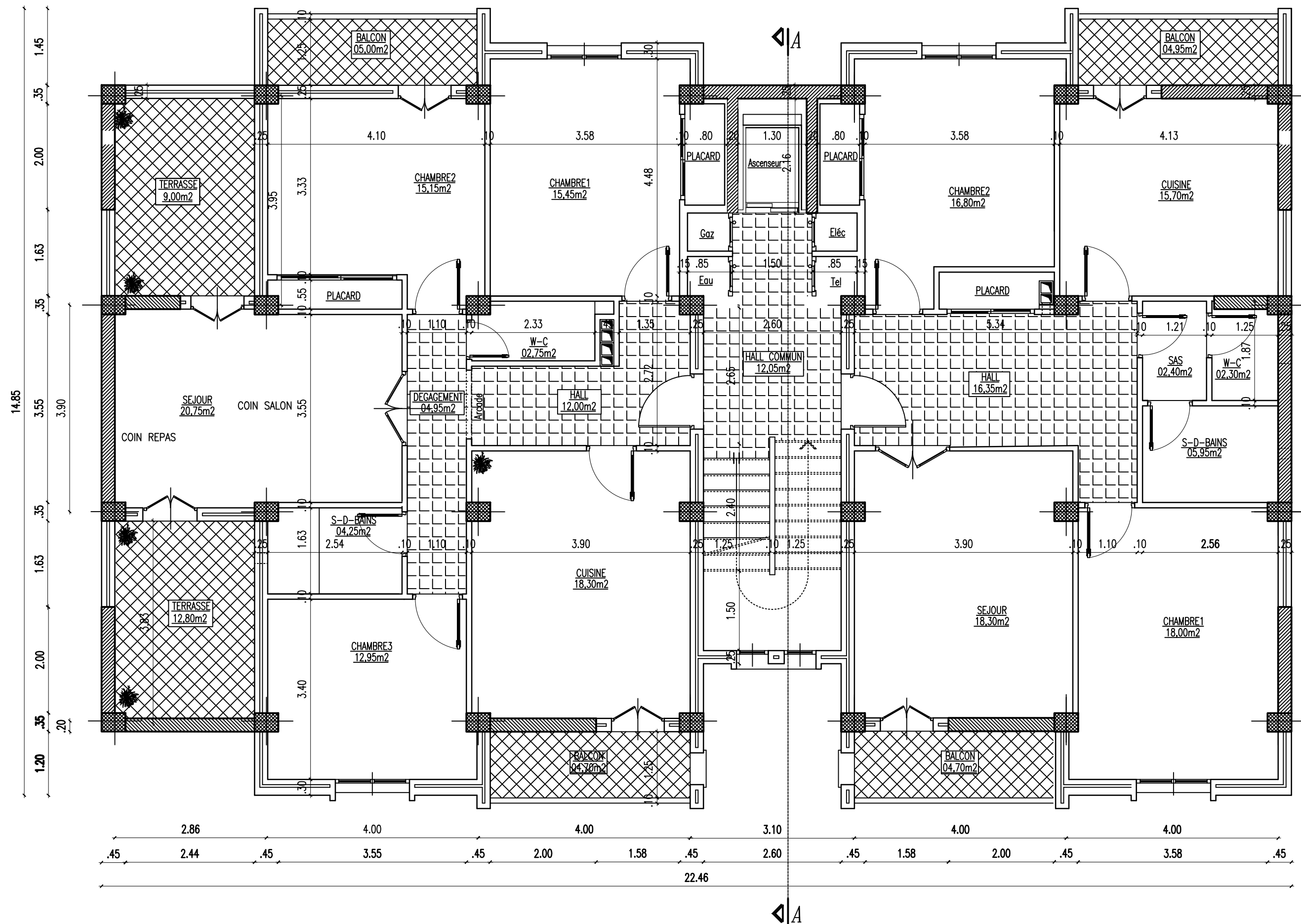
COUPE A-A



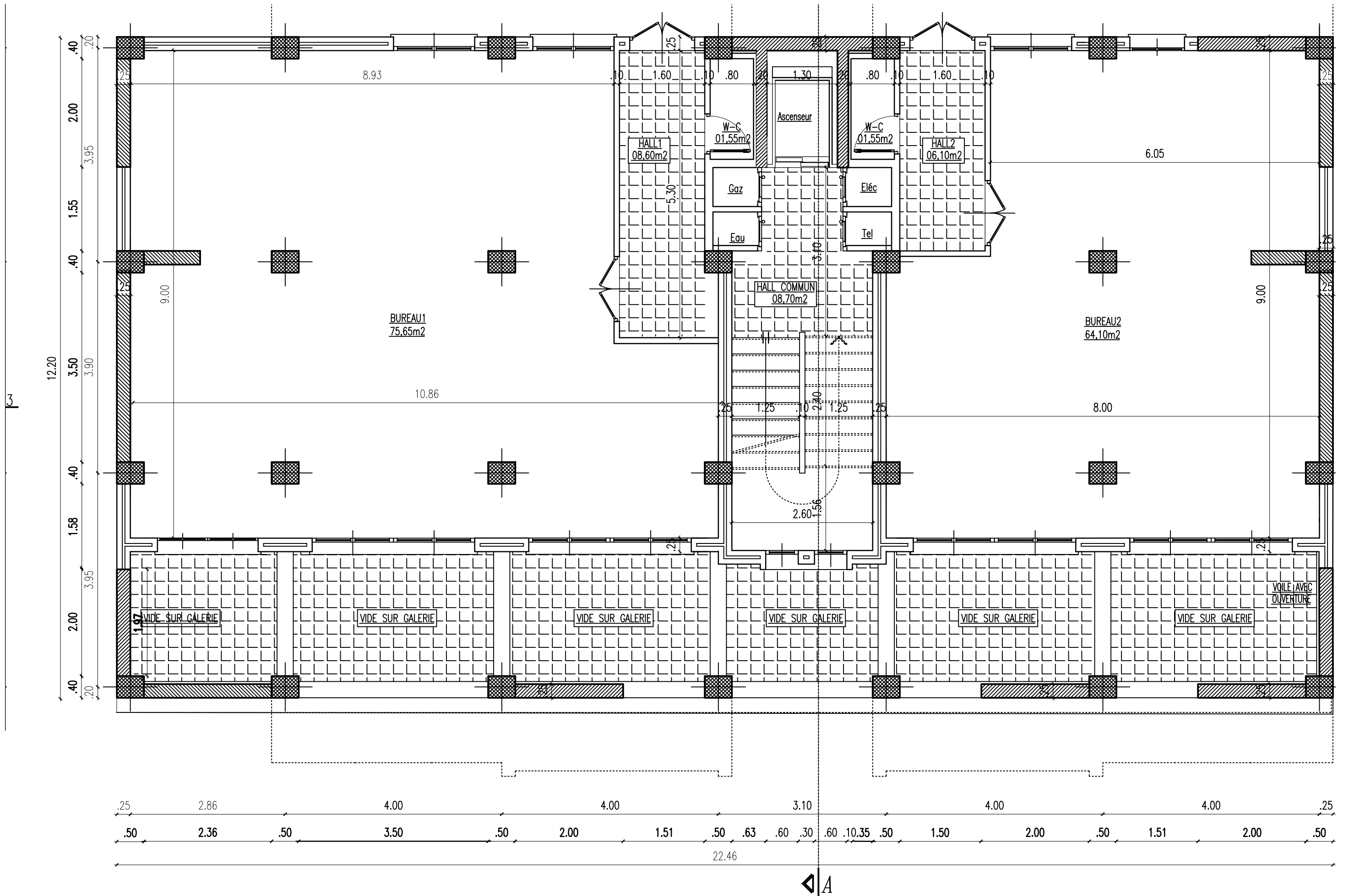
FACADE PRINCIPALE



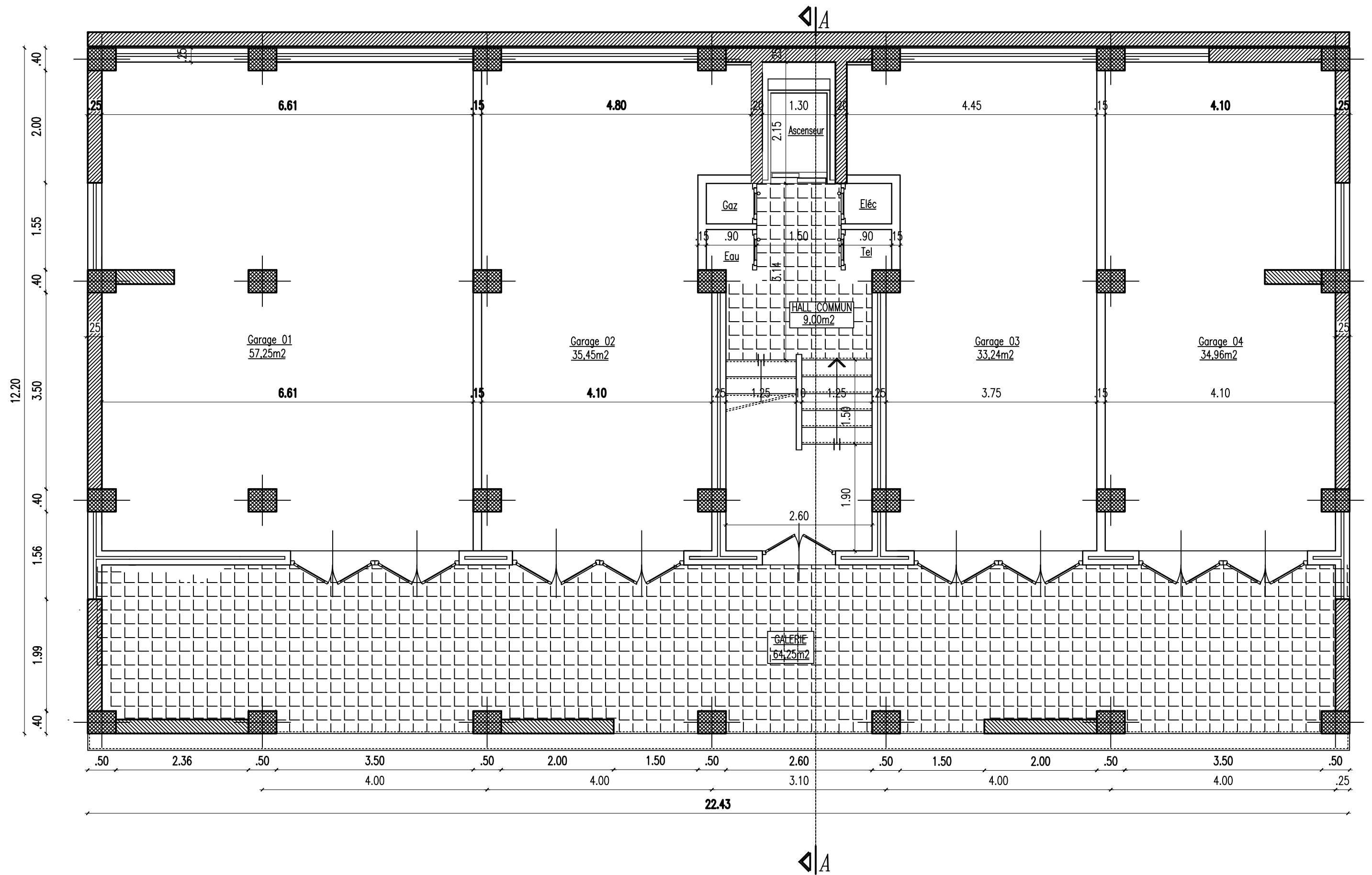
VUE EN PLAN TERRASSE



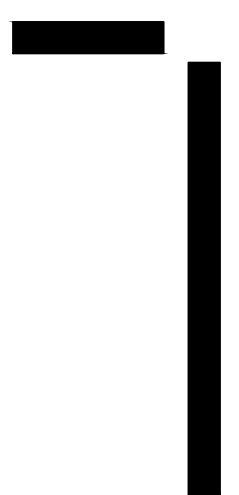
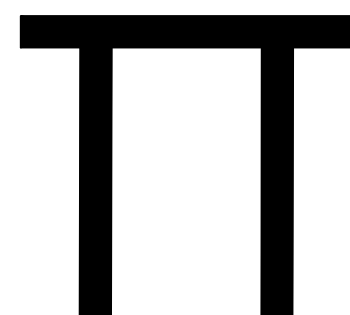
VUE EN PLAN COURANT



VUE EN PLAN ETAGE DE SERVICE



VUE EN PLAN R.D.C



DISPOSITON DES VOILES

I) Introduction:

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation, commercial et service.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) La zone d'implantation :

Cette ouvrage sera implanté à la wilaya de **TIZI OUZOU** qui est placé par les Règles Parasismiques Algériennes «RPA 99 /version 2003» comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) et de groupe d'usage 2(ouvrage d'importance moyenne)

-La structure est composée de:

- d'un RDC à usage commercial.
- un étage de service à usage bureautique.
- 9 étages courants à usage d'habitation.

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

I-2) Caractéristique géométrique de la structure :

➤ **En élévation :**

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, on aura les caractéristiques géométriques suivantes :

- hauteur totale du bâtiment36.07m.
- hauteur du RDC4, 5m.
- hauteur d'étage de service3, 06m
- hauteur de l'étage courant :.....2,89m

➤ **En plans :**

- largeur totale du bâtiment15.1m
- longueur totale du bâtiment22, 45m

I-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**1-L'ossature :**

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges permanentes et les charges variables.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

2 -Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- Transmission et répartition des différentes charges aux éléments structuraux,
- Résistance aux différents types de charges,
- Une isolation thermique et acoustique.

A l'exception de la cage d'ascenseur et les balcons et les porte à faux, dont on prévoit une dalle pleine en béton armé, tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

3-Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant tous les niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

4-Maçonnerie :

-Les façades seront réalisées en maçonnerie briques creuses de 10 cm d'épaisseur en double cloison séparé par une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.

- Les murs intérieurs seront réalisés en maçonnerie briques creuses en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

5-Revêtements:

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers et la terrasse.
- Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

6-Coffrage :

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

8-les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

9-Acrotère

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 60 cm.

I-4) Caractéristiques mécanique des matériaux:

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

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

I-4-1) Béton:

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en

laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient.

a) La résistance caractéristique du béton à la compression du béton à « j » jours est donnée par (Art A.2.1, 11 BAEL91 modifiée 99) :

La résistance à la compression se mesure par compression axial sur cylindres droits de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99):

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Pour } j \leq 28 \text{ jours.}$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiée 99) :

La résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ en MPa} \quad \text{d'où } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

c) Contraintes à la compression:

- **ELU (Etat Limite Ultime) :** correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), de stabilité de forme (flambement) et surtout de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous (Art A4.3. 41 BAEL91 modifié 99) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut : $\begin{cases} 1,5 & \text{pour les situations durables.} \\ 1,15 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$

θ coefficient de durée d'application des combinaisons d'actions considérées,

$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est supérieur à 24 heures.} \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.} \\ \theta = 0,85 & \text{si la durée d'application est inférieur à 1 heures.} \end{cases}$

➤ Diagramme contrainte-déformation

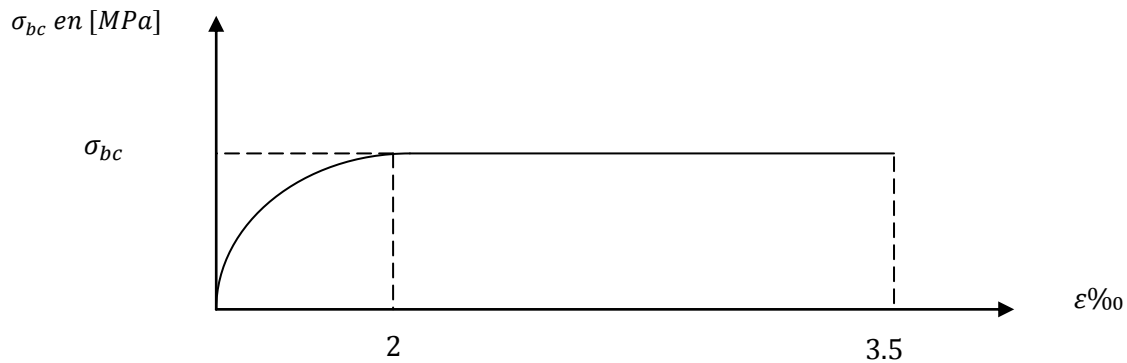


Figure I-1 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- ✓ D'un tronc de courbe parabolique dont la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique)
- ✓ D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3‰ (état plastique)

- **ELS (Etat Limite de Service) :**

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre. Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5.2) limitée à $0,6 f_{cj}$;
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5.3), dépend des formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures.

Concernant l'état limite de compression du béton on aura :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} (MPa)$$

A 28 jours, $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

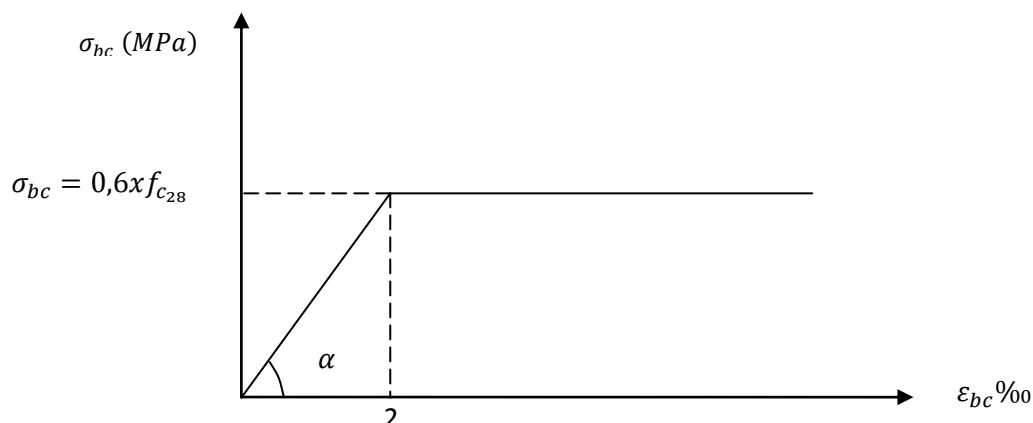


Figure. I-2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ε_{bc} : Déformation relative de service du béton en compression .:

$\tan \alpha = E_b \Leftrightarrow$ constant (module d'élasticité)

d) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée,}$$

b: largeur de la section cisailée ; d: hauteur utile

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15xf_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

e) Module d'élasticité :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

❖ **Module de déformation longitudinale du béton (Art : A2.1, 21 BAEL) :**

✓ **Instantanée :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa.}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

✓ **Différée (Art : A2.1, 22 BAEL)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} (\text{MPa}).$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 1081,866 (\text{MPa}).$$

❖ **Module d'élasticité transversal:**

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} [\text{MPa}].$$

μ : coefficient de poisson ; E: Module de YOUNG.

❖ **Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = 0,2 \text{ à l'état limite de service ; } \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime}$$

I.4.2) Acier :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence FeE400 $f_e = 400$ MPa.
2. Acier rond lisse FeE235 $f_e = 235$ MPa.
3. Treillis soudé TL520 ($\Theta \leq 6$ mm) $f_e = 500$ MPa.

a) Module de déformation longitudinal :(Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99)

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

b) Contraintes limites :**➤ Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1.00 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$$\overline{\sigma}_{st} = 384 \text{ [MPa] pour les HA.}$$

➤ Contrainte limite de service:

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et diminuer l'importance des ouvertures, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- Fissurations peu nuisibles :

En milieu peu agressif, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

-Fissurations préjudiciables : Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

η : coefficient de fissuration.

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

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

$\eta = 1.0$ pour les aciers ronds lisses.

- Fissurations très préjudiciables :

Dans ce cas-là, on note :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

➤ **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

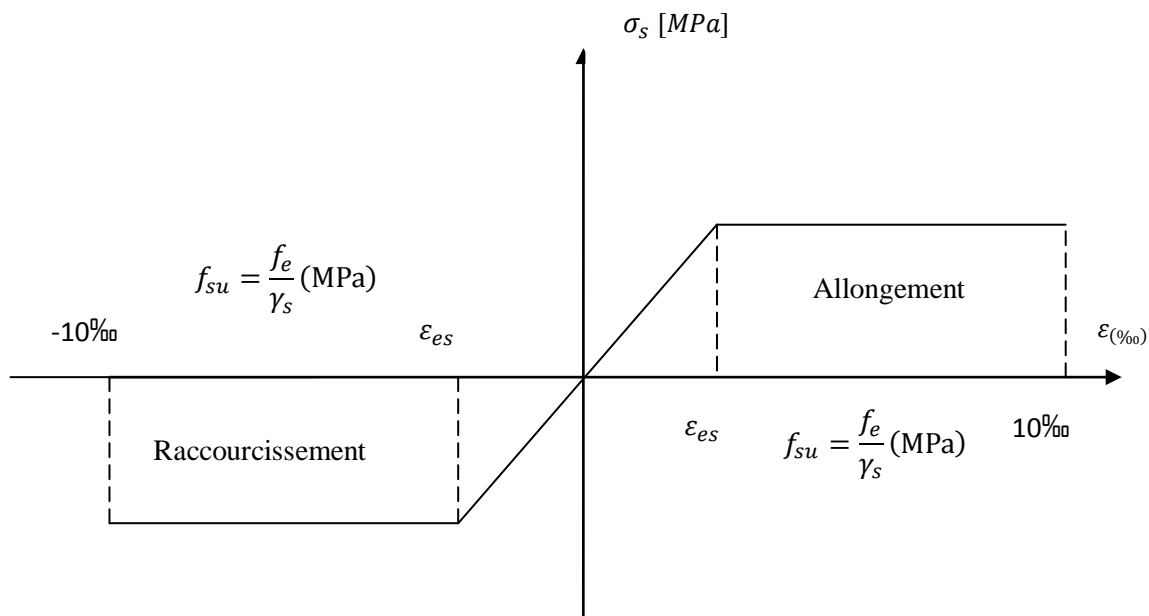


Figure I-3) Diagramme contraintes déformations de l'acier.

➤ **Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :**

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

$C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;

➤ $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;

➤ $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations;

Pour notre cas, on prend la valeur $C=3$.

Introduction:

Avant d'entamer tous les calculs des éléments de la structure, il faut passer par leur pré-dimensionnement et cela par le respect des recommandations du **CBA 93** et du **RPA99/version2003**.

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

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

➤ Sollicitations horizontales

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

II) Pré dimensionnement et la descente des charges :

❖ Selon le **RPA 99 version 2003 / (Art 7-4-1)**

II-1) Les Planchers :

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.

❖ **Planchers en corps creux :**

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferraillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher
- L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Nous avons les plus grandes portées dans les deux sens :

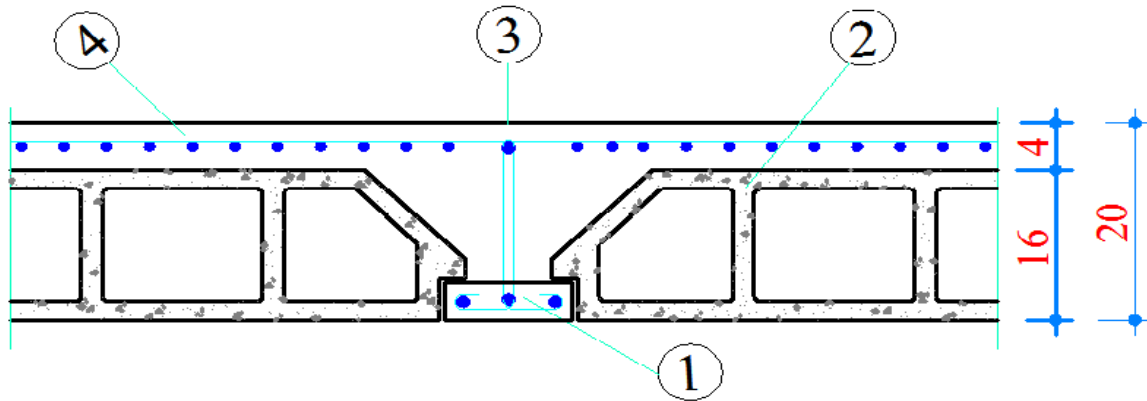
$$\left. \begin{array}{l} L = 4.00\text{m; sens longitudinal} \\ L = 3,95\text{m ; sens transversal} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Sens des poutrelles est sens transversal du bâtiment.}$$

$$L_{\max} = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16,22 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera une hauteur de $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher de (16+4) cm, dont 16 cm la hauteur du corps creux et 4 cm la hauteur de la dalle de compression



1- Poutrelle

3- Treillis soudé

2- Corps creux

4- Dalle de compression

Figure II-1: Coupe transversale du plancher.

II-2) Les poutres:

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion.

On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

D'après le **BAEL 91**, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- **Hauteur :**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

- **Largeur:**

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

Avec : L : la portée libre de la poutre.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On distingue deux types de poutres :

➤ **Poutres Principales:**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L_1 = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

• **Hauteur de la PP :**

$$\frac{400 - 30}{15} \leq h \leq \frac{400 - 30}{10}$$

On opte pour : **h = 40cm.**

• **Largeur de la PP :**

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

On opte pour : **b_{pp} = 30cm.**

✓ **Vérification des conditions sur RPA :**

b ≥ 20 cm On a **b = 30 > 20 cm** **Condition Vérifiée.**

h ≥ 30 cm On a **h = 40 > 30 cm** **Condition Vérifiée.**

h/b ≤ 4 cm On a **h/b = 40/30 = 1.33 < 4** **Condition Vérifiée.**

Section adoptée :

Poutres principales PP ➡ (30x40) cm²

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles :

Hauteur de la PS : $L_2 = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$

$$\frac{395 - 30}{15} \leq h \leq \frac{395 - 30}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm}$$

On opte pour : **h = 35cm.**

• **Largeur de la PS :**

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

On opte pour : **b_{ps} = 30cm.**

✓ **Vérification selon le (RPA 99 Art 7.5.1)**

b ≥ 20 cm On a **b = 25 > 20 cm** **Condition Vérifiée.**

h ≥ 30 cm On a **h = 35 > 30 cm** **Condition Vérifiée.**

h/b ≤ 4 cm On a **h/b = 35/30 = 1.16 < 4** **Condition Vérifiée.**

Section adoptée :

Poutres principales PS \rightarrow (30x35) cm²



Figure II-2 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.

II-3) les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon le **RPA 99/V2003(Art7.7.1)** se fera comme suit :

➤ **L'épaisseur du voile:**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de Rigidité aux extrémités.

$$\begin{cases} a_{\min} \geq 15 \\ a \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right) = \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

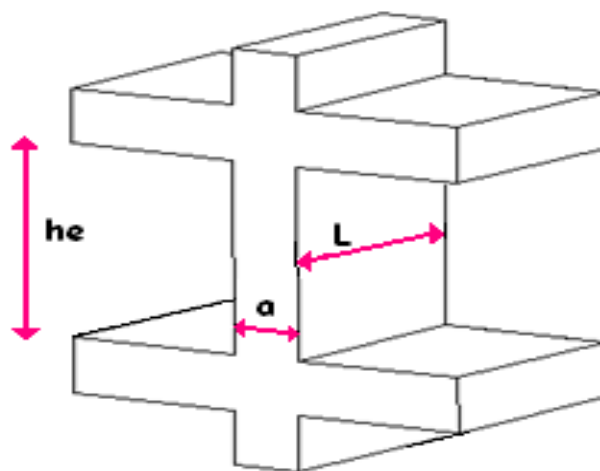


Figure II-3 : coupe de voile en élévation.

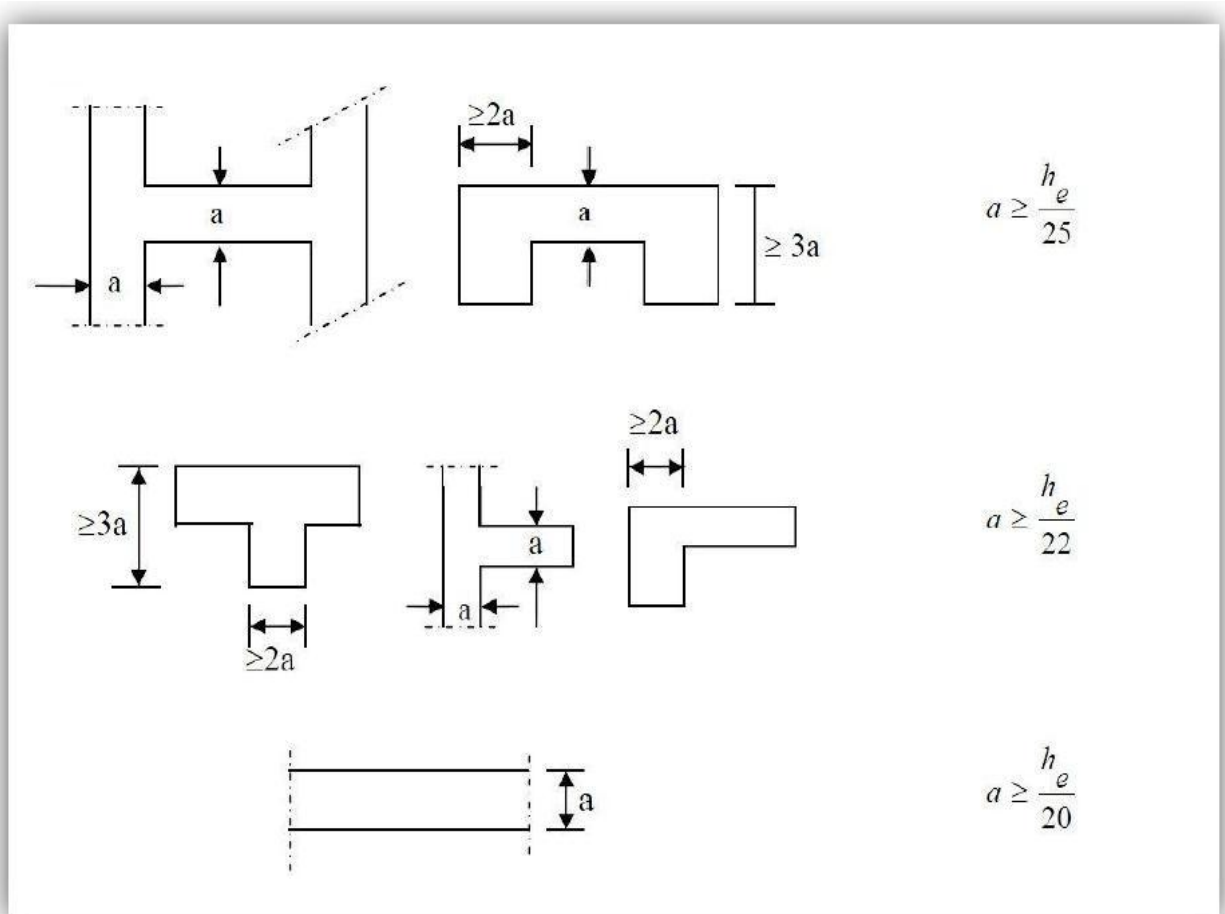


Figure II-4 : coupe du voile en plan

➤ **Epaisseur du voile :**

Dans notre ouvrage on prévoit des voiles linéaire : $h_e = h - e_{dalle}$

- $\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{hauteur du voile.} \\ h : \text{hauteur d'étage.} \\ e_{dalle} : \text{épaisseur de la dalle.} \end{array} \right.$

- **Pour RDC:** $h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm.}$

$$a \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm.}$$

- **Etage de service :** $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

- **Etage courant:** $h_e = 289 - 20 = 269 \text{ cm.}$

$$a \geq \frac{269}{20} = 13,45 \text{ cm.}$$

On opte pour : $a = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ condition vérifier.

➤ **La largeur du voile :**

Les voiles de contreventements doivent satisfaire à la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec :

L_{\min} : Largeur min du voile et a : épaisseur du voile.

$L \geq 4 \times 25 = 100\text{cm} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

II-4) Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de poteau la plus sollicitée. Elle sera déterminée à partir de la descente de charge donnée par les règles de [BAEL 91]. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N_s / \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : effort de compression repris par les poteaux, il sera déterminé à partir de la descente de charge.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression

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

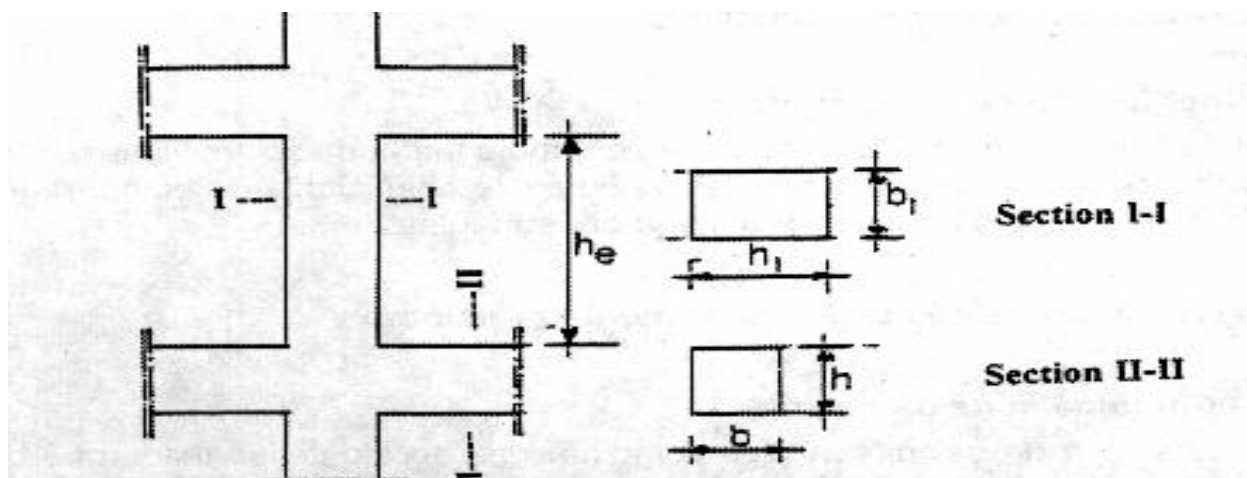
Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow$ En zone I et IIa.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4$

Avec :

(b_1, h_1) dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.



II-5) Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

II-5-1) Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera donné comme suit :

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,825 \times 1,85) + (1,825 \times 1,85) + (1,8 \times 1,85) + (1,8 \times 1,85) = 13,42 \text{ m}^2.$$

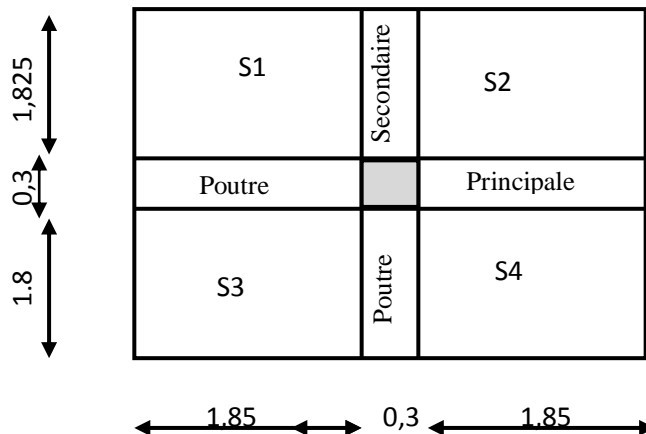


Figure II-5:surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

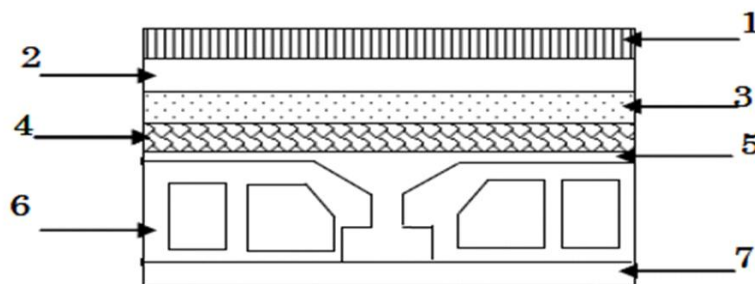
II-5-2) Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.22).

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

➤ Charges permanentes :

1-planchers :

- Planchers terrasse inaccessible :



FigureII-6:coupe du plancher terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Couche de gravier	17	0,05	0,85
02	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
03	Béton en forme de pente	22	0,07	1,45
04	Feuille de polyane	/	/	0,2
05	Isolation thermique	4	0,04	0,16
06	Dalle en corps creux	14	0,2	2,8
07	Enduit plâtre	10	0,02	0,2
$G_{TOTAL} =$				5,78KN/m²

Tableau II-1 : la valeur de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

- Plancher étage courant :

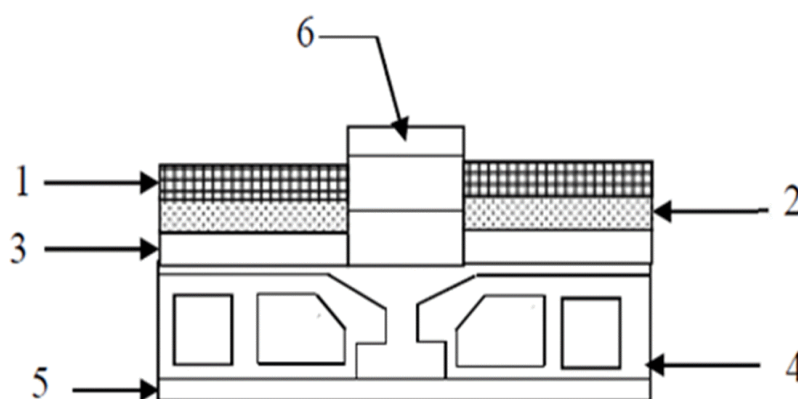


Figure II-7 : coupe du plancher étage courant.

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	Couche de sable	18	0,02	0,36
04	Dalle en corps creux	14	0,2	2,8
05	Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
06	Cloison de séparation	/	/	1
G_{TOTAL}				5,2KN/m²

Tableau II-2 : la valeur de la charge permanente du plancher étage courant corps creux.

2) Maçonnerie :

a) Murs extérieur : C'est une double cloison en briques creuse de 25cm d'épaisseur (10+5+10).

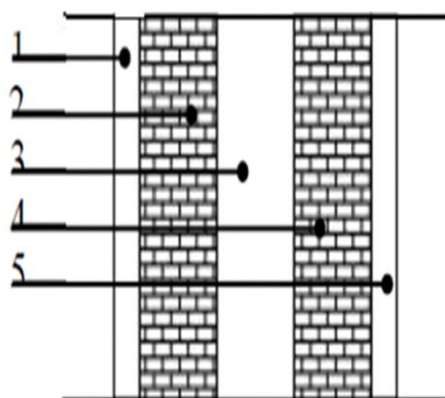


Figure II-8: coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge G KN/m ²
01	Enduit ciment	18	0,02	0,36
02	Brique creuse	9	0,1	0,9
03	Lame d'air	/	0,05	0
04	Brique creuse	9	0,1	0,9
05	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
G TOTAL				2,36 KN/m²

Tableau. II-4 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.

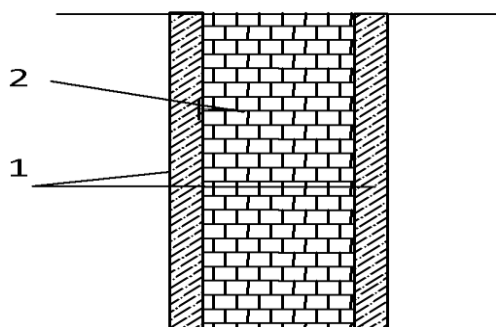
b) Mur intérieur :

Figure II-9 : coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	10	0,04	0,4
02	Brique creuse	9	0,1	0,9
G_{TOTAL}				1,3KN/m²

Tableau II-5 : valeur de la charge permanente du mur intérieur.

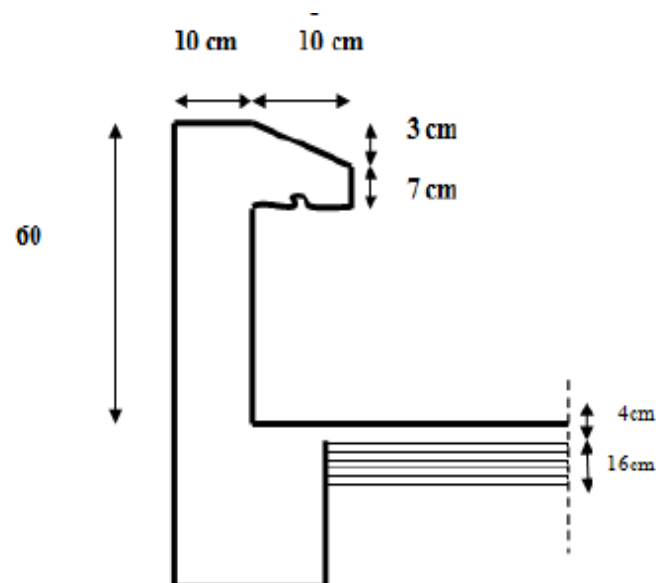
3-L'acrotère :

Figure II-10: coupe verticale de l'acrotère.

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessus
Nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

On a ht= 60 cm.

-La charge permanente G est donné par :

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

4-Dalle pleine :

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge G (KN/m ²)
01	revêtement carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	20	0,02	0,4
03	Couche de sable	18	0,02	0,36
04	Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
05	Enduit ciment	18	0,02	0,36
G_{TOTAL}				G_{balcon}=5,31KN/m²

➤ Charges d'exploitation :

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher RDC à usage commercial	5,00
Plancher étage de service usage bureautique	2,5
L'acrotère	1,00
Les balcons	3,50
Escalier	2,5

Tableau II-6 : les charges d'exploitation.**II-5-3) Poids propre des éléments :****➤ poids du plancher : $P = G \times S$**

- Plancher terrasse :

$$G_{PT} = 5,78 \times 13,42 = 77,568 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad PT = 77,568 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant :

$$G_{PE} = 5,2 \times 13,42 = 69,784 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad PET = 69,784 \text{ KN.}$$

➤ Poids des poutres :

- Poutre principale :

$$G_{PP} = \rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (1,85 + 1,85) = 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 3,7 = 11,1 \text{ KN.}$$

- Poutre secondaire :

$$G_{PS} = \rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (1,8 + 1,825) = 25 \times 0,35 \times 30 \times 3,625 = 9,52 \text{ KN.}$$

Poids total ($G_{pp} + G_{ps}$) = $11,1 + 9,52 = 20,62 \text{ KN}$.

➤ **Poids des poteaux :**

-Poteaux RDC :

$$G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,5 = 10,12 \text{ KN}$$

-Poteaux étage de service :

$$G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,06 = 6,89 \text{ KN}.$$

-poteaux étage courant :

$$G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,89 = 6,5 \text{ KN}$$

➤ **surcharge d'exploitation :**

Plancher terrasse :

$$Q_{pt} = 13,42 \times 1,00 = 13,42 \text{ KN}.$$

Plancher étage courant : usage d'habitation.

$$Q_{ec} = 13,42 \times 1,5 = 20,13 \text{ KN}.$$

Plancher étage de service à usage bureautique.

$$Q_{ser} = 13,42 \times 2,5 = 33,55 \text{ KN}.$$

Plancher RDC : usage commercial.

$$Q_{rdc} = 13,42 \times 5 = 67,1 \text{ KN}.$$

II-5-4) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des Charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des Surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5
Ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suite :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n > 5.$$

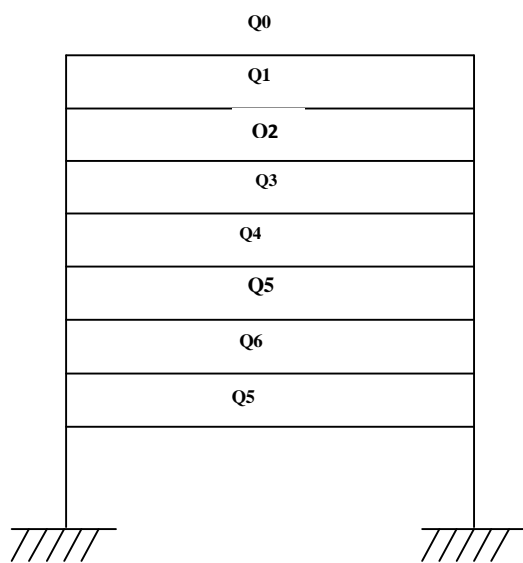
Avec :

Q_n : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des charges

Q_0 : charge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : charge d'exploitation de l'étage.

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



$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma n = Q_0 + 2n$$

$$3+n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

$$n \geq 5$$

$$Q_0 = Q_{PT} = 13,42 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = Q_{E.COURANT} = 20,13 \text{ KN.}$$

$$Q_{E.S} = 33,55 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 67,1 \text{ KN.}$$

❖ Les surcharges cumulées :

$$\text{Terrasse} = Q_0 = 13,42 \text{ KN.}$$

$$NIV_8 = Q_0 + Q_1 = 33,55 \text{ KN.}$$

$$NIV_7 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 51,67 \text{ KN.}$$

$$NIV_6 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 67,77 \text{ KN.}$$

$$NIV_5 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 81,86 \text{ KN.}$$

$$NIV_4 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 93,94 \text{ KN.}$$

$$NIV_3 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 104 \text{ KN.}$$

$$NIV_2 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 114,03 \text{ KN.}$$

$$NIV_1 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 124,23 \text{ KN.}$$

$$NIV_{\text{service}} = Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 143,22 \text{ KN.}$$

$$NIV_{RDC} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 183,52 \text{ KN.}$$

II-5-5) Tableau récapitulatif des calculs relatif a chaque niveau el la détermination des sections des poteaux :

NIVEAU	G(KN)					Q (KN)		N= G + Q	S(cm ²)	
	G plancher	G poutre	G poteau	G.totale	Gcum	Q _i	Q cum		S _{trouvé}	S _{adopté}
10	77,568	20,62	0,00	98,19	98,19	13,42	13,42	111,61	74,41	35x35
9	69,784	20,62	6,5	96,90	195,09	33,55	46,97	242,06	161,38	35x35
8	69,784	20,62	6,5	96,90	291,99	51,67	98,64	390,63	260,42	35x35
7	69,784	20,62	6,5	96,90	388,89	67,77	166,41	555,3	370,2	35x35
6	69,784	20,62	6,5	96,90	485,79	81,86	248,27	734,06	489,38	35x35
5	69,784	20,62	6,5	96,90	582,69	93,94	342,21	924,9	616,6	40x40
4	69,784	20,62	6,5	96,90	679,59	104	446,21	1125,8	750,54	40x40
3	69,784	20,62	6,5	96,90	776,49	114,03	560,24	1336,73	891,16	40x40
2	69,784	20,62	6,5	96,90	873,39	124,23	684,47	1557,86	1038,58	45x45
1	69,784	20,62	6,89	97,30	970,69	143,22	827,69	1798,38	1198,92	45x45
RDC	69,784	20,62	10,12	100,53	1071,22	183,52	1011,21	2082,43	1388,29	45x45

II-5-6) Vérification relatives aux coffrages (Art.7.4.1RPA99, version 2003)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4. \end{array} \right.$$

➤ RDC :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) = \min(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{cm} > h_e/20 = 430 / 20 = 21,5 \text{ cm} \dots\dots \\ 1/4 < 45/45 = 1 < 4 \dots\dots \end{array} \right\} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

➤ 1^{er} étage:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) = \min(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{cm} > h_e/20 = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm} \dots\dots \\ 1/4 < 45/45 = 1 < 4 \dots\dots \end{array} \right\} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

➤ **3^{ème}, 4 et 5^{ème} étage:**

$$\begin{array}{l}
 \text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \\
 \text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > h_e/20 = 269 / 20 = 13,45\text{cm} \dots\dots\dots \\
 1/4 < 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\dots
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > h_e/20 = 269 / 20 = 13,45\text{cm} \dots\dots\dots \\ 1/4 < 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\dots \end{array}} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ **6,7,8, 9,10^{ème} étage:**

$$\begin{array}{l}
 \text{Min}(b_1, h_1) = \min(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \\
 \text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > h_e/20 = 269 / 20 = 13,45\text{cm} \dots\dots\dots \\
 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) = \min(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \\ \text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > h_e/20 = 269 / 20 = 13,45\text{cm} \dots\dots\dots \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots \end{array}} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

II-5-7) Condition de stabilité de forme

Lorsque une pièce élancé (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie) ; c'est le flambement. Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section caractéristique géométrique.
- La nature d'appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$).

Avec l_0 : longueur libre du poteau.

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : Moment d'inertie de la section du poteau : $I = \frac{bh^3}{12}$

- Poteau (45x45) $\Longrightarrow \lambda = 2,42 \times 4,5 / 0,45 = 24,2 < 50$
- Poteau (45x40) $\Longrightarrow \lambda = 2,42 \times 3,06 / 0,40 = 18,513 < 50$
- Poteau (35x35) $\Longrightarrow \lambda = 2,42 \times 2,89 / 0,35 = 19,98 < 50$

✓ Tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

Calcul de l'acrotère

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers et les éléments secondaires.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Planchers.
- Les escaliers.
- La poutre palière.
- Porte à faux.
- Les balcons.
- Dalle salle machine.

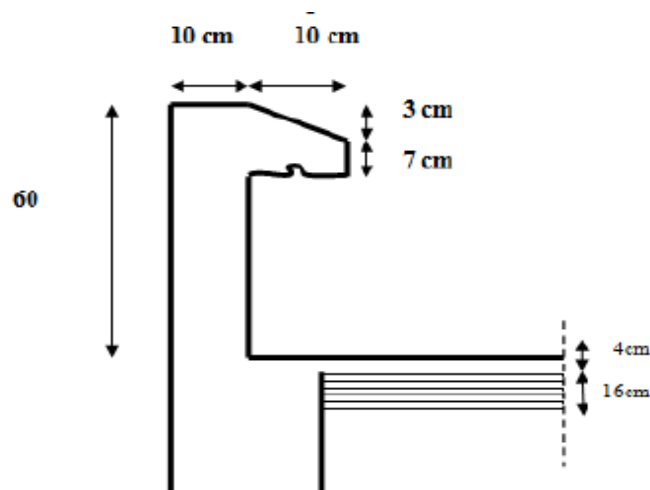
III-A) L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse. il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal

(Q= 1 KN/ml) dû à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composé avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

III-A-1) caractéristique géométrique de l'acrotère :

- La Largeur : 100cm ;
- L'épaisseur : 10cm ;
- La hauteur : 60cm.



III-A-2) Calcul des sollicitations :

Leurs déterminations se font pour une bande de 1m de largeur.

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho x S$ {
 ρ : masse volumique du béton armé.
 S : section de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/ml}$$

-Surcharge d'exploitation : **$Q = 1,00 \text{ KN /ml}$** .

Surcharge d'exploitation horizontale :

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

Calcul des sollicitations :

Effort tranchant dû à la poussée latérale T :

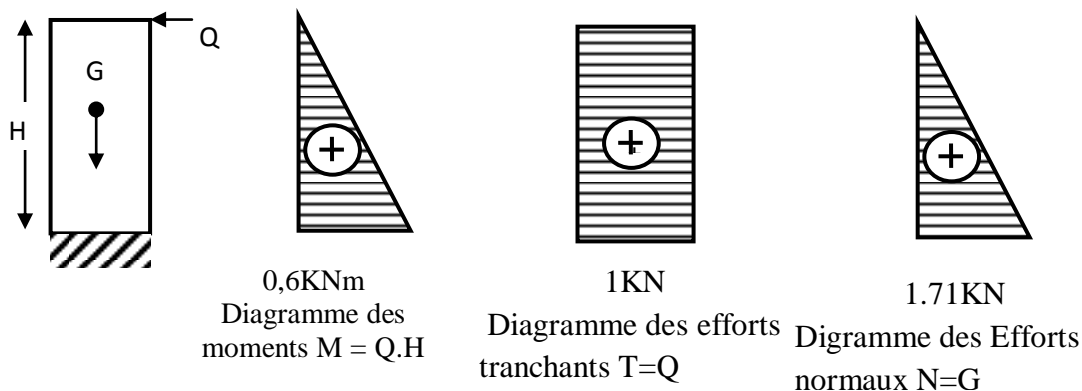
$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$



III-A-3) Combinaison des efforts : Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :

➤ L'ELU :

Effort normale: $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN}.$

Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0,6 = 0.9 \text{ KN m}.$

Effort tranchant : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}.$

➤ L'ELS

Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1,71 \text{ KN}.$

Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}.$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}.$

III-A-4) Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composé, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composé pour déterminer les armatures réelles A .

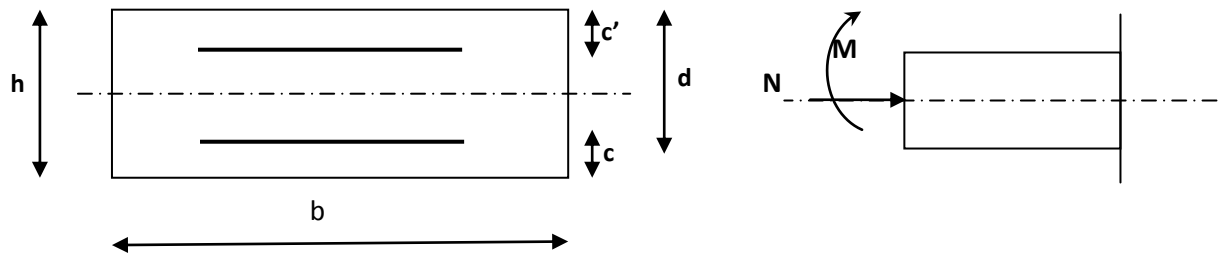


Figure III-A-4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec :

- h : épaisseur de la section.
- c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton ($c = 2 \text{ cm}$).
- $d = h - c = 8 \text{ cm}$: hauteur utile.
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures.

1) Calcul à L'ELU :

- **Calcul de l'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

Avec :

- M_U : moment dus à la compression.
- N_U : effort de compression.
- e_u : excentricité.
- $a = \frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

Donc : $e_u = 39 \text{ cm} > a = h/2 - c = 3 \text{ cm}$.

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

2) Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

Il est donné par la formule suivante : $M_f = N_u \times a$

a : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 0.39 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.42 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 39 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$$

Calcul de μ :

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

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{0.97 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

Conclusion : la Section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. ($A_{sc1} = 0$).

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

- **Armatures réelles :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

III-A-5) Vérification :

1) Vérification à L'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art. A.4.2.1) :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{st \text{ min}}$

$$A_{stmin} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.71} = 0.35m = 35cm$$

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

$$A_{stmin} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90cm^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{min} = 0.90cm^2$$

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

$$\text{Avec un espacement } St = \frac{100}{4} = 25cm.$$

✓ **Armature de répartition :**

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

$$A_r = 4HA8/ml \text{ avec un espacement } St = 25cm.$$

✓ **Vérification aux cisaillements (BAEL99/ Art 5.1.1) :**

La fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa \right\} \quad \gamma_b = 1.5 \text{ Situation courante.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0.018MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4MPa \right\} = 2.5cm.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de l'adhérence dans les barres (BAEL99/art.6.1.1.3) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :

Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \sum U_i : 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99) :**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$ Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.17 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm.}$

✓ **Vérification des espacements des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 modifiée 99-Art. 4.5.3).

Soit :

- Armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4-2) Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère étant exposé aux intempéries. La fissuration est considérée comme préjudiciable, On doit vérifier les conditions suivantes :

✓ **Vérification des contraintes de compression dans les aciers [Art. A .4. 5. 23]:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}.$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}.$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2,01 \times 100}{100 \times 8} \times = 0,251 \Rightarrow \beta = 0,920$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 40,56 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{40,56}{47,5} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

$C_p = 0.3$.

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,71 = 0,307 \text{ KN/m}$$

→ **Condition vérifiée.**

Remarque :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

✓ Conclusion :

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

$4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 25\text{cm}$.

$4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 25\text{cm}$.

Calcul du plancher

III-B) Les planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers. Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.

- Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.

- réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

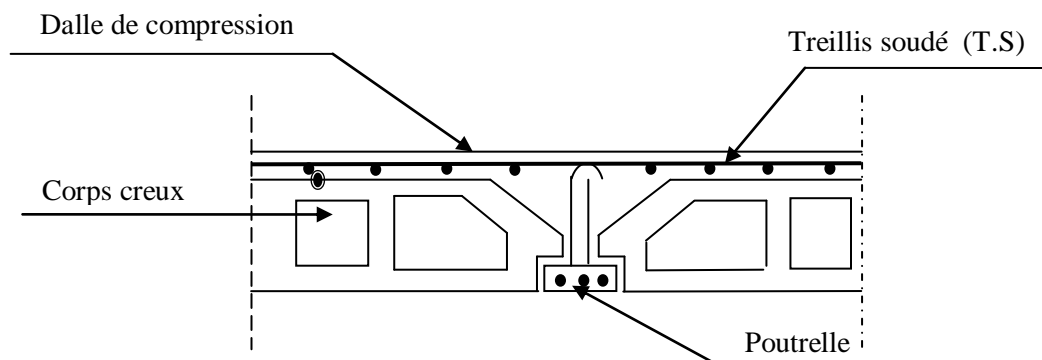


Figure III-B-1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux

III-B-1) Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99] :

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4cm, et armée d'un treillis soudé (TS520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La largeur de l'hourdis : $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{ cm}$ (L : entre axe des poutrelles).

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4L_X}{f_e}$$

- A_{\perp} : en cm^2 par mètre linéaire.
- L_X : entre axe des poutrelles $L_X = 65 \text{ cm}$.
- f_e : limite d'élasticité de l'acier $f_e = 520 \text{ MPa}$.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour 5T4 = 0.63 cm^2 avec un espacement de 20 cm

❖ **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

.On adoptera pour 4T4 = 0,5 cm^2 avec un espacement de 25 cm.

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE250) de maille (200x250 mm^2).

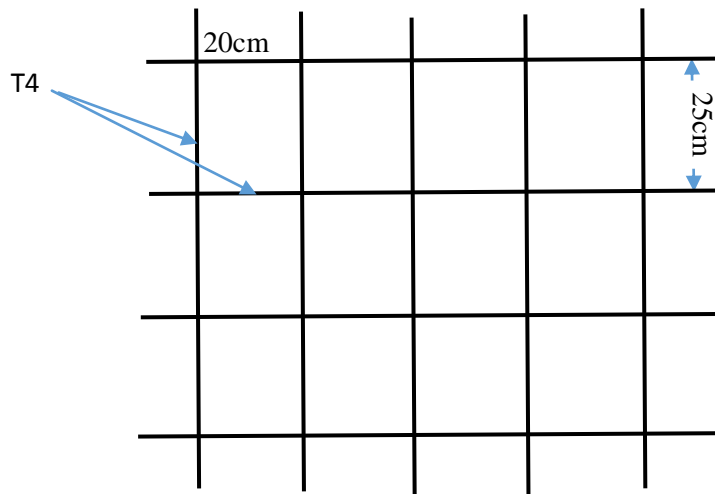


Figure III-B-2 : Treillis soudé

III-B-2) Etude des poutrelles :

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

III-B-2-1) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l}{2} ; \frac{l_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \right)$$

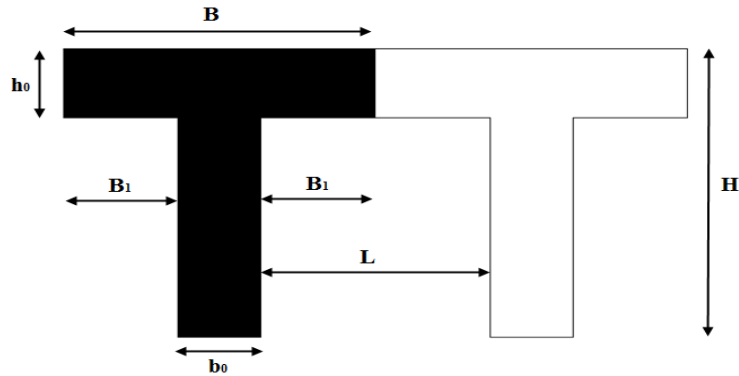


Figure III-B-3 : Coupe vertical d'une poutrelle

b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.

b : Distance entre axes des poutrelles.

L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles .

L_1 : Longueur de la plus grande travée $L=395 \text{ cm}$.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.

h : hauteur totale de plancher.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L/2 = 53/2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq L_1/10 = 395/10 = 39,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 2/3 \times L_1/2 = \frac{2}{3} \times \frac{395}{2} = 131,67 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

• Vérification

$$B = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 0,12 = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-B-2-2) Calcul des poutrelles :

❖ Le calcul se fera en deux étapes :

III-B-2-2-1 La première étape : Calcul avant collage de la dalle de compression :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

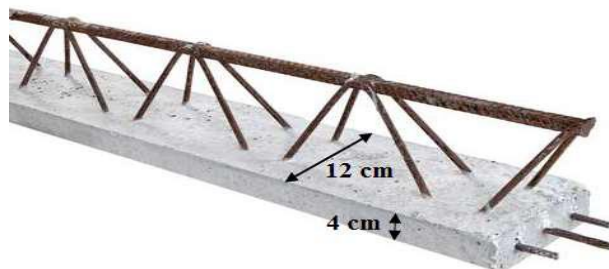


Figure III-B-4 : une poutre

a) Charges et surcharges :

❖ Charge permanent :

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

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml} \rightarrow G = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

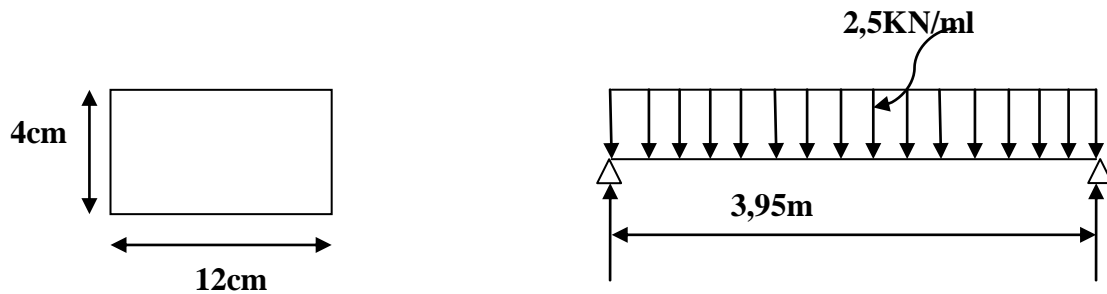
❖ Surcharge d'exploitation :

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

b) Calcul à L'ELU :

➤ Combinaison de charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow Q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 2,5 \text{ KN/ml.}$$



➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,95^2}{8} = 4,876 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 3,95}{2} = 4,938 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de la section d'armature :

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

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4,876 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 7,15 \gg \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Comme la hauteur (4cm) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaires.

III-B-2-2-2) La deuxième étape : Calcul après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis.

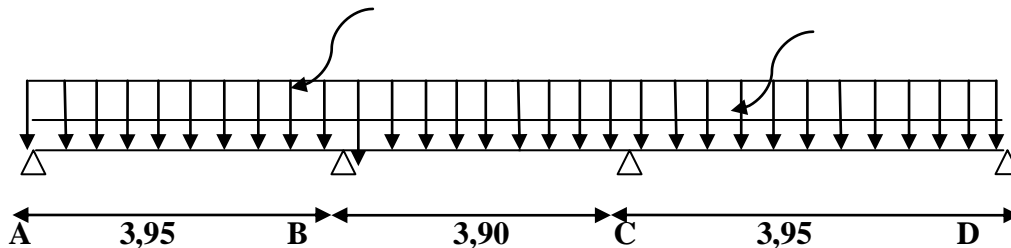
Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

* Poids propre du plancher : $G=5,2 \times 0,65=3,38 \text{ KN/ml}$

* Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \times 0,65 =1,625 \text{ KN/ml}$

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\Rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \Rightarrow q_u=7,00 \text{ KN/ml}$

à l'ELS $\Rightarrow q_s=G+Q \Rightarrow q_s=5,00 \text{ KN/ml}$



➤ **Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide de l'une des méthodes suivants :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

1-Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- * **C₁** : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 :

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

$$Q = 1,625 \text{ KN} < \max \{2G = 6,76 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$1,625 \text{ KN/ml} < 6,76 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- * **C₂** : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
- * **C₃** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$* \frac{L_1}{L_2} = \frac{395}{390} = 1,01 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$* \frac{L_2}{L_1} = \frac{390}{395} = 0,987 > 0,8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

* On a $L_2 = L_3$

- Alors $\forall i$ on aura $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow$ Condition vérifiée.

* C_4 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable \implies Condition vérifiée.

✓ Toutes les conditions sont vérifiées, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

❖ Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

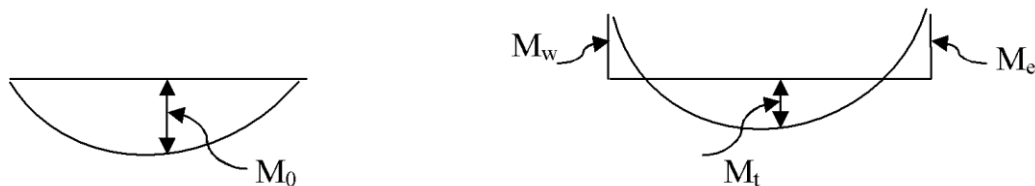
elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges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

• Le rapport des charges α :

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

α : est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

• Le moment fléchissant :



M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moment isostatique) M_w, M_s

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

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} \\ \checkmark M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ \checkmark M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive} \end{array} \right\} \text{ on prend } M_t^{max}$$

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

0,3 M_0 pour les appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

● **L'effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1} , M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; \quad T_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

➤ **Application de la méthode :**

○ **Calcul des rapports de charge**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,625}{3,38+1,625} = 0,325$$

α	$1 + 0,3\alpha$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$
0,325	1,098	0,649	0,549

Tableau III-B-1 : Rapport de charge

a-Calcul à l'ELU :

$$q_u = 7,00 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{01} = 7 \times \frac{(3,95)^2}{8} = 13,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 7 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 13,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 7 \times \frac{(3,95)^2}{8} = 13,65 \text{ KN.m}$$

❖ Moments aux appuis :

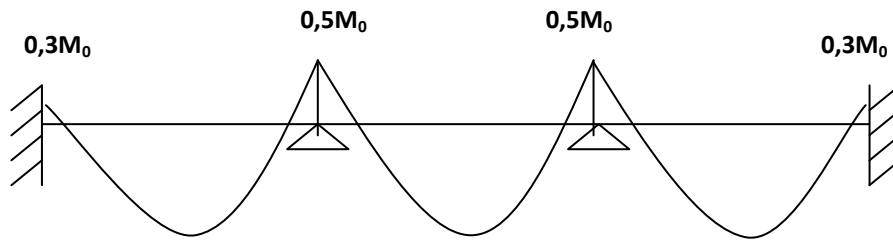


Figure III-B-5 : les moments sur appuis

$$M_A = 0.3 M_{01} = 4,095 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 M_{01} = 6,825 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,5 M_{02} = 6,825 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 4,095 \text{ KN.m}$$

❖ Moments En travées :

- Pour la travée de rive [AB] :

$$M_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01} ; \text{ et } (1 + 0.3\alpha = 1,098 \geq 1.05)$$

$$M_{AB} + \left(\frac{4,095 + 6,825}{2} \right) \geq (1,098 \times 13,65) \implies M_{AB} \geq 9,528 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649 \times 13,65 \implies M_{AB} \geq 8,859 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{AB} = 9,528 \text{ KN.m}$

- Pour la travée intermédiaire [BC] :

$$M_{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{02} ; \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,098 \geq 1.05)$$

$$M_{BC} + \left(\frac{6,825 + 6,825}{2} \right) \geq (1,098 \times 13,3) \implies M_{BC} \geq 7,778 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 13,3 \implies M_{CD} \geq 7,3 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{BC} = 7,778 \text{ KN.m}$

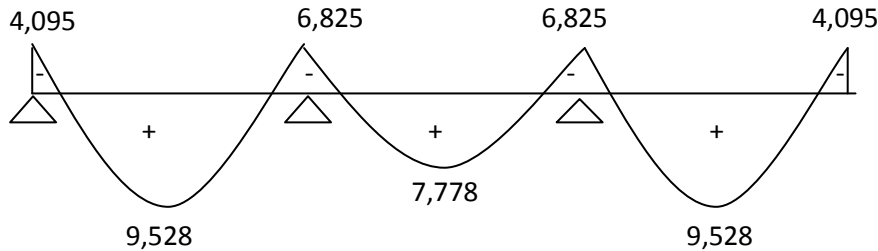
- Pour la travée de rive [CD] :

$$M_{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03} ; \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,098 > 1,05)$$

$$M_{CD} + \left(\frac{6,825 + 4,095}{2} \right) \geq (1,098 \times 13,65) \Rightarrow M_{CD} \geq 9,528 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,649 \times 13,65 \Rightarrow M_{CD} \geq 8,859 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{CD} = 9,528 \text{ KN.m}$



❖ L'effort tranchant :

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec} \quad \theta(x) = \begin{cases} \theta_w = q_u (L/2) \\ \theta_e = -q_u (L/2) \end{cases}$$

• Travée AB :

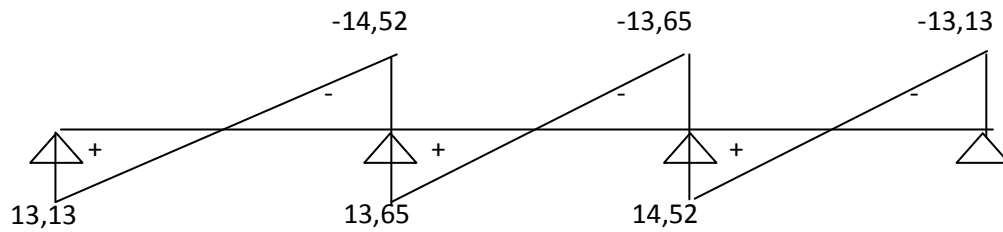
$$\begin{cases} T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7,00 \times \frac{3,95}{2} + \frac{(-6,825) - (-4,095)}{3,95} = 13,13 \text{ KN.} \\ T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7,00 \times \frac{3,95}{2} + \frac{(-6,825) - (-4,095)}{3,95} = -14,52 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7,00 \times \frac{3,90}{2} + \frac{(-6,825) - (-6,825)}{3,90} = 13,65 \text{ KN.} \\ T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7,00 \times \frac{3,90}{2} + \frac{(-6,825) - (-6,825)}{3,90} = -13,65 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 7,00 \times \frac{3,95}{2} + \frac{(-4,095) - (-6,825)}{3,95} = 14,52 \text{ KN.} \\ T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -7,00 \times \frac{3,95}{2} + \frac{(-4,095) - (-6,825)}{3,95} = -13,13 \text{ KN.} \end{cases}$$



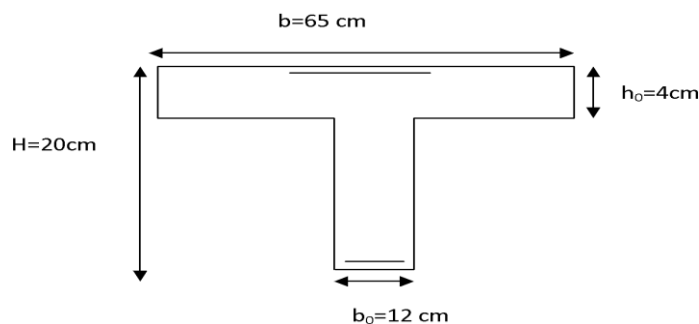
Travée	A-B	B-C	C-D
M_i (KN.m)	4,095	6,825	6,825
M_{i+1} (KN.m)	6,825	6,825	4,095
T_i (KN)	13,13	13,65	14,52
T_{i+1} (KN)	-14,52	-13,65	-13,13
M_t (KN.m)	9,528	7,778	9,528

III-B-3) Calcul des armatures à l'état limite ultime (ELU) :

a) **Armatures longitudinales** : Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

- Le moment max en travée $M_t^{\max} = 09,528 \text{ KN.m}$
- Le moment max sur appuis $M_{ap}^{\max} = 06,825 \text{ KN.m}$

➤ **En travées :**



$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_0 \implies$ L'axe neutre est dans la table de compression.

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

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{09,528 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\mu_b = 0,032 < \mu_e = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée donc } A_s = 0$$

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,528 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_{st} = 2HA18 = 1,50 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section

$$\text{rectangulaire. } \mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{6,528 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < \mu_e = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ap} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,825 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_{ap} = 4HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures transversales (B.A.E.L 91 article : A.7.2, 2) :

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 0,8 \right) = 0,57 \text{ [cm]}$$

Nous adopterons $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ [cm}^2\text{]}$.

- Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

III-B-3-1) Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

➤ **Calcul de la section minimale.**

❖ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{ap} = 1,00 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2-Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_{max} = 14,52 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

- Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14,52 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,672 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

3-Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres(Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$ Avec :

$$* \quad \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \Psi_s = 1,5 : \text{Coefficient scellement HA}$$

$$* \quad \tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \quad \text{avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

3-1) En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,43 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3-2) Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 6 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,2 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4-Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$S_t = \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min (16,2; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

5-ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à **0, 4 L_s** pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 28 = 11 \text{ cm.}$$

III-B-4) Calcul à l'état limite de service (ELS) :

a-Calcul à l'ELS :

$$q_s = 5,00 \text{ KN/ml}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{01} = 5 \times \frac{(3,95)^2}{8} = 9,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 5 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 9,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 5 \times \frac{(3,95)^2}{8} = 9,75 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 2,925 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 M_{01} = 4,875 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,5 M_{03} = 4,875 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,3 M_{03} = 2,925 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments En travées :**

- Pour la travée de rive [AB] :

$$M_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} ; \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,098 \geq 1,05)$$

$$M_{AB} + \left(\frac{2,925 + 4,875}{2} \right) \geq (1,098 \times 9,75) \implies M_{AB} \geq 6,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,649 \times 9,75 \implies M_{AB} \geq 6,33 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{AB} = 6,8 \text{ KN.m}$

- Pour la travée intermédiaire [BC] :

$$M_{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} ; \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,098 \geq 1,05)$$

$$M_{BC} + \left(\frac{4,875 + 4,875}{2} \right) \geq (1,098 \times 9,5) \implies M_{BC} \geq 5,556 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,549 \times 9,5 \implies M_{CD} \geq 5,22 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{BC} = 5,556 \text{ KN.m}$

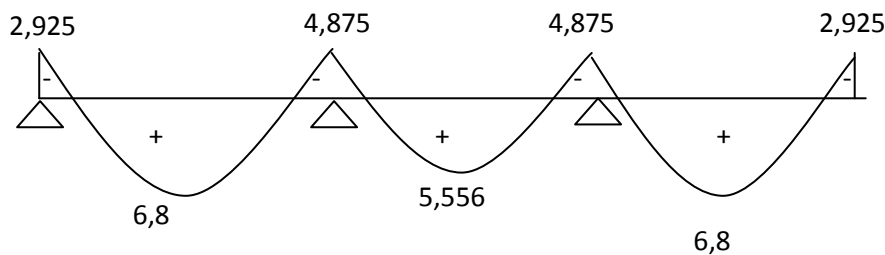
- Pour la travée de rive [CD] :

$$M_{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} ; \text{ et } (1 + 0.3\alpha = 1.098 > 1.05)$$

$$M_{CD} + \left(\frac{4.875 + 2.925}{2} \right) \geq (1.098 \times 9.75) \implies M_{CD} \geq 6.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.649 \times 9.75 \implies M_{CD} \geq 6.33 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{CD} = 6.8 \text{ KN.m}$



➤ L'effort tranchant :

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

$$(x) = (x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta w = q_u (L/2) \\ \theta e = -q_u (L/2) \end{array} \right.$$

- Travée AB :

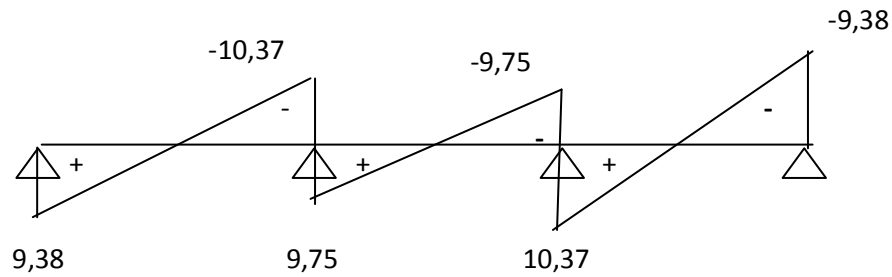
$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.00 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-4.875) - (-2.925)}{3.95} = 9.38 \text{ KN.} \\ T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.00 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-4.875) - (-2.925)}{3.95} = -10.37 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.00 \times \frac{3.90}{2} + \frac{(-4.875) - (-4.875)}{3.90} = 9.75 \text{ KN.} \\ T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.00 \times \frac{3.90}{2} + \frac{(-4.875) - (-4.875)}{3.90} = -9.75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5.00 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-2.925) - (-4.875)}{3.95} = 10.37 \text{ KN.} \\ T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5.00 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-2.925) - (-4.875)}{3.95} = -9.38 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Travée	A-B	B-C	C-D
M_i (KN.m)	2,925	4,875	4,875
M_{i+1} (KN.m)	4,875	4,875	2,925
T_i (KN)	9,38	9,75	10,37
T_{i+1} (KN)	-10,37	-9,75	-9,38
M_t (KN.m)	6,8	5,556	6,8

III-B-4-1) Vérification à l'ELS :

- Le moment max en travée $M_t^{\max} = 06,8 \text{ KN.m}$
- Le moment max sur appuis $M_{ap}^{\max} = 04,875 \text{ KN.m}$

1- Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec :

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

❖ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 6,8 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} \quad M_s = 4,875 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,13 \text{ cm}^2$$

➤ Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

one	Ms[KN.m]	As [cm ²]	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
Appuis	4,875	1,13	0,523	0,891	30,87	269	8,97	15
Travée	6,8	1,57	0,73	0,938	66,97	256,53	3,83	15

Des deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées

2- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

3-Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure

Dans notre cas :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0,05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

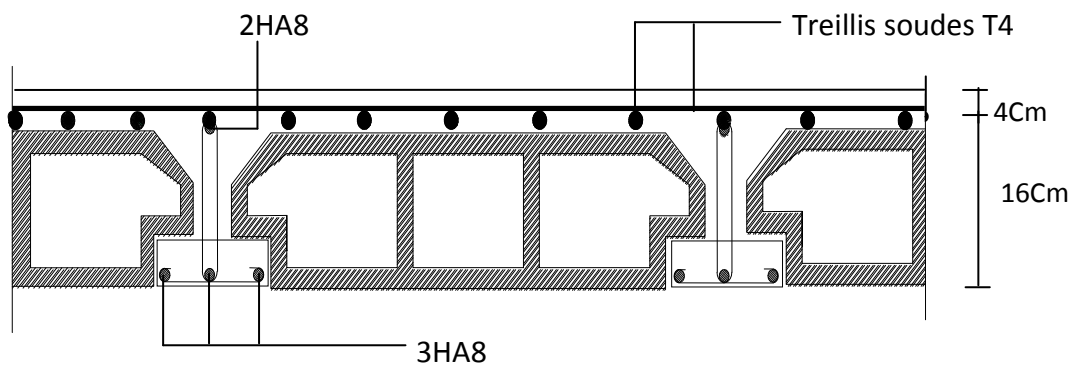
$$2) \frac{h}{L} = 0,05 > \frac{6,8}{15 \times 9,75} = 0,046 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,57}{18 \times 12} = 0,007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont toutes vérifiées donc il ne faut pas procéder au calcul de la flèche.

✓ **Conclusion :**

- Appuis : $2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$.
- Travée : $3 HA 8 = 1.51 \text{ cm}^2$.
- Armatures transversales :
- $2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

*Plan de ferrailage du plancher*

Calcul des escaliers

III-C-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à autre dans une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

III-C-2) Terminologie :

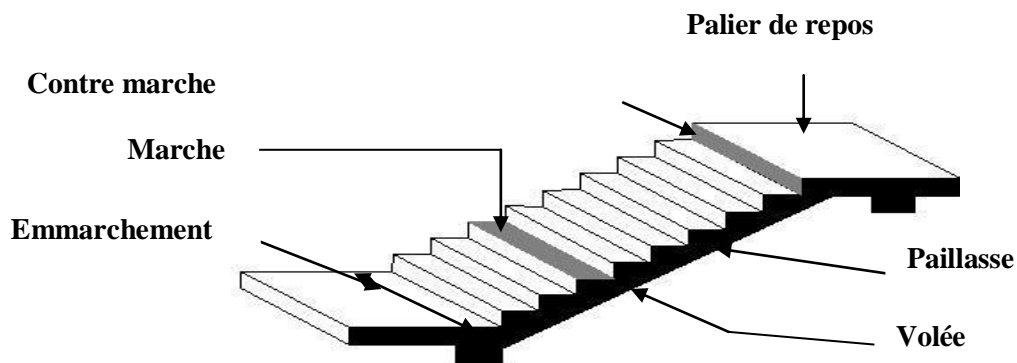


Figure III-C-1 : Principaux termes relatifs à un escalier

Marche : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie.....etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

Contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommé nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes ; $15\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$.

Giron « g » : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaire

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$; $L \geq 3g$.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-C-3) Pré dimensionnement:

- Marches et contre marches :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes : $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$. et $29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}$.

• **Application :**

Dans notre cas : $H = 4,05\text{ m}$.

Soient : $h = 18\text{ cm}$; $g = 30\text{ cm}$.

On aura donc : $n = \frac{450}{18} = 25$ contre marche.

Comme l' étages comportent 3 volées, on optera pour la répartition suivante :

-la 1^{er} volée aura 7 contre marches et donc 6 marches.

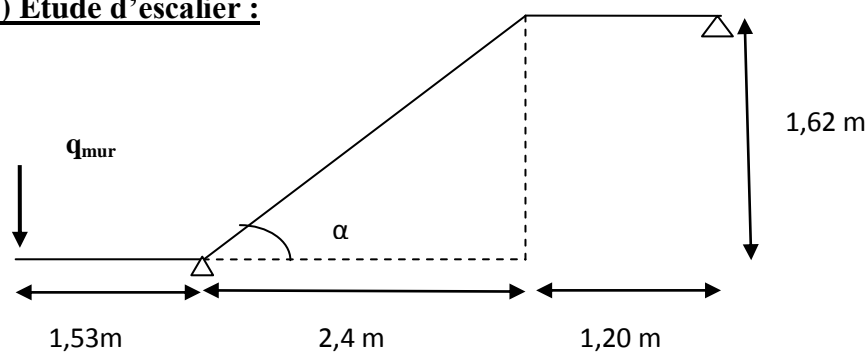
-la 2^{ème} et 3^{ème} volées seront identiques et auront 9 contre marches et donc 8 marches.

• **Vérification de relation de BLONDEL :**

$$2h+g = (2 \times 18) + 30 = 66\text{cm}.$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g = 64 \leq 66\text{cm}. \rightarrow \text{La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

III-C-4) Etude d'escalier :



1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

L_0 : longueur projeté de la paillasse

$$L_0 = L_2 + \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

H : la hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.18 = 1,62\text{m}$.

L : longueur de la paillasse projetée : $l_1 = (n-1)g = (9-1) \times 0.30 = 2,4\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{162}{240} = 0,675 \Rightarrow \alpha = 34,01^\circ$$

$$L_v = \frac{240}{\cos 34,01^\circ} = 289,86\text{cm}$$

$$L_0 = 120 + 289,86 = 409,86\text{cm}.$$

Donc : $\frac{409,86}{30} \leq ep \leq \frac{409,86}{20} \Rightarrow 13,66 \leq ep \leq 20,49cm$

On opte alors pour une épaisseur : $e_p = 20cm$.

2) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .

a) Charges permanentes :

- Poids des revêtements :

Element	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02x22=0,44
Mortier de pose	20x0,02=0,4
Poids propre du garde corps	0,2x1=0,2
Couche de sable	0,02x18=0,36
Enduit ciment	0,36
Charge total	G_r=1,76

➤ La volée:

Elements	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.2}{\cos \alpha} = 6,03$
-Poids des marches	$\frac{25 \times 0.18}{2} = 2,25$
Charge totale	G₁ = 10,04

➤ Palier :

Poids propre du palier : $25 \times 0.2 = 5KN/m^2$.

- Poids propre des revêtements du palier

Elément	Poids volumique	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0.44
Mortier de pose	20	0,02	0.4
Couche de sable	18	0,02	0.36
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge total			G₂=6,56

b) Surcharge d'exploitation : La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR B.C.2.2 qui est la même pour la paillasse et le palier :

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

➤ **Combinaison des charges**

❖ **ELU :** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q)$.

Palier : $q_u = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.60 \text{ KN/ml.}$

Paillasse : $q_u = (1.35 \times 10.04 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 17.3 \text{ KN/ml.}$

Mur : $q_u = (1.35 \times 2.36) \times 1 \text{ m} = 3.186 \text{ KN/ml.}$

❖ **ELS :** $q_s = (G + Q)$.

Palier : $q_s = (6.56 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.06 \text{ KN/ml.}$

Paillasse : $q_s = (10.04 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.54 \text{ KN/ml.}$

Mur : $q_u = 1 \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 2.36 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul à L'ELU :**

1) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis

3,186

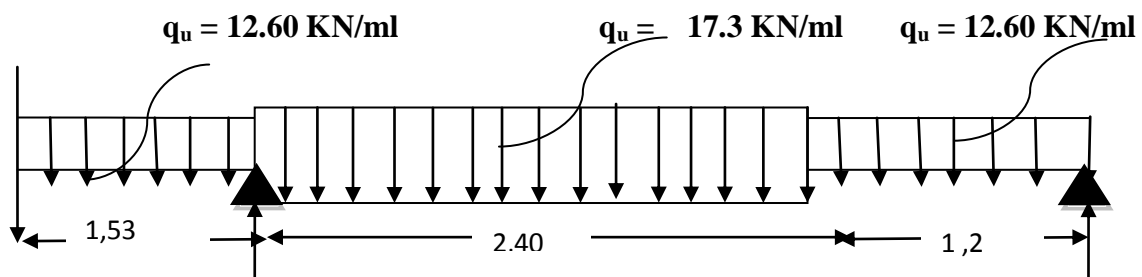


Figure III-C-2) : Schéma statique de calcul à L'ELU.

a) Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

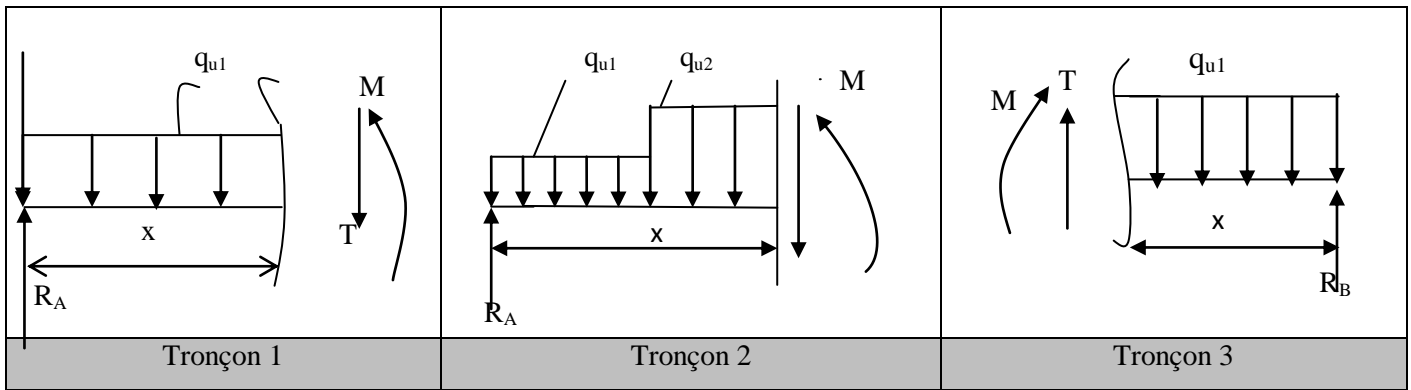
$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 3.186 + (12.6 \times 1.53) + (17.3 \times 2.4) + (12.6 \times 1.2) = 79.104 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.186 \times 5.13 + (12.6 \times 1.53 \times 4.365) - R_A \times 3.6 + (17.3 \times 2.4 \times 2.4) + (12.6 \times 1.2 \times 0.6) = 0$$

$$R_A = 58.1 \text{ KN.}$$

Donc : $R_A = 58.1 \text{ KN.}$

$R_B = 20.98 \text{ KN.}$



b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ Moment fléchissant et efforts tranchants :

$$1,56 \leq x \leq 2,76m$$

$$1,53 \leq x \leq 3,93m$$

X (m)	T_y [kN]	M_z [kN.m]
0	3,186	0
1,53	22,46	-19,62

X (m)	T_y [kN]	M_z [kN.m]
1,53	-35,63	-19,62
3,93	5,89	16,08

$$0 \leq x \leq 1,2 m$$

X (m)	T_y [kN]	M_z [kN.m]
0	20,98	0
1,2	5,86	16,08

$$M_{\max}(x=3,5) = 17,016 \text{ kNm.}$$

• Remarque :

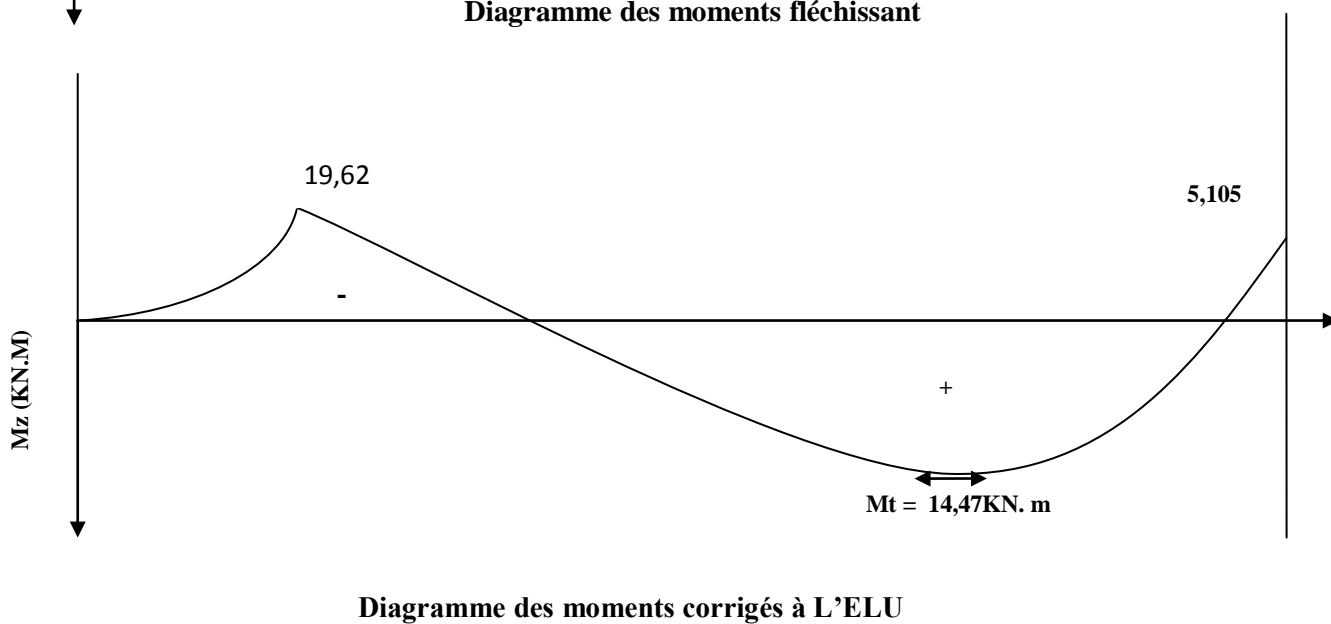
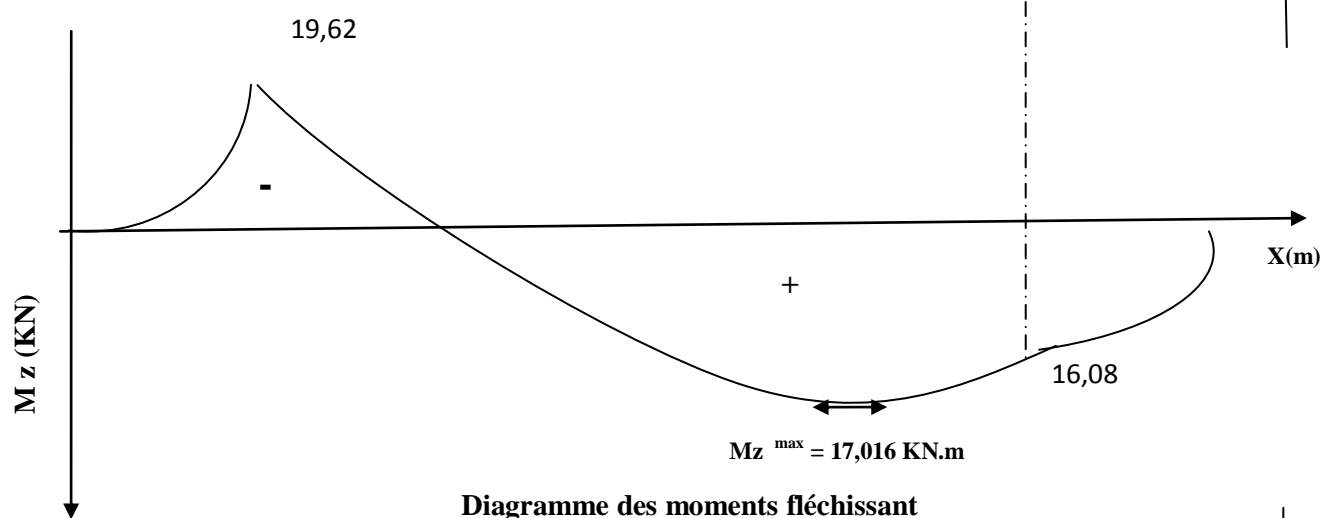
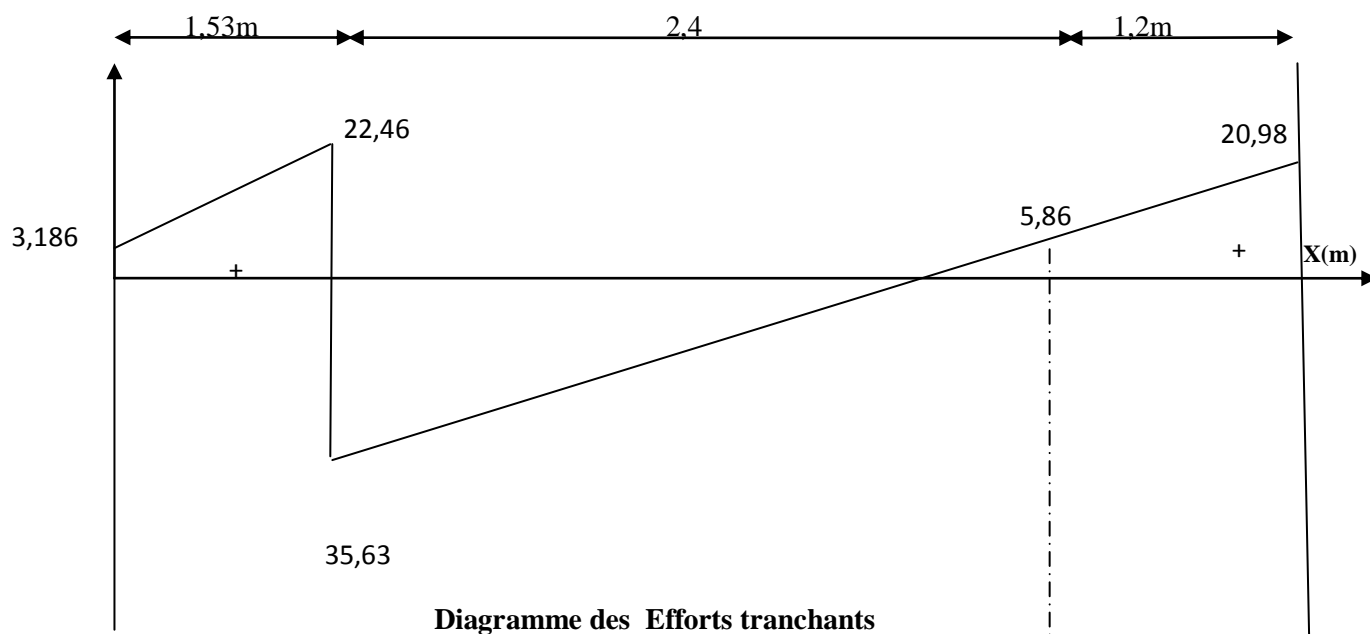
Pour tenir compte des semi – encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs :

Pour les moments M_U^{\max} au niveau des appuis et en travée :

$$\text{Aux appuis : } M_U^{app} = (-0,3)M_U^{\max} = (-0,3) \times 17,016 = -5,105 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_U^t = (0,85)M_U^{\max} = (0,85) \times 17,016 = 14,47 \text{ kN.m}$$

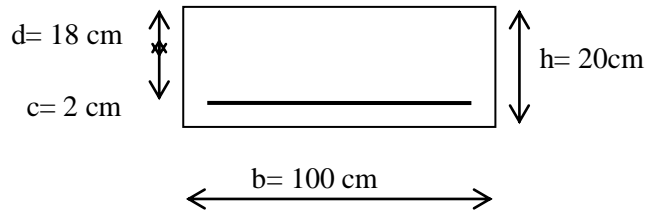
- Diagramme des sollicitations à L'ELU:**



2) Calcul des armatures à l'ELU:

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

✓ **Armatures principales :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

• **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,10 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,010 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)}.$$

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,10 \times 10^2}{0,995 \times 18 \times 34,8} = 0,818 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 5HA10 = 3,14 cm² ; avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,46 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14,2} = 0,032 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14,46 \times 10^2}{0,984 \times 18 \times 34,8} = 2,35 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_t : 5H 12 = 3,92 cm² ; avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de répartition:**

• **Aux appuis :** $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$;

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

• **En travée :** $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$ soit : 4HA8 = 2,01 cm²

avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

3) Vérifications à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{\text{st}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_{\text{st}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification d'entraînement (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{se}} = \frac{T^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{\text{se}}$$

$$\bar{\tau}_{\text{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{\text{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{se}} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum U_i}$$

$\sum U_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{se}} = \frac{22.46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 0.883 \text{ MPa.}$$

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

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

- **Vérification de l'effort tranchant Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T^{\text{max}}}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{22.46 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.124 \text{ MPa.}$$

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ Art A. 5.1,21/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\tau_u = 0.124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MP} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

-Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b}$$

Avec: $a = 0,9 \times d \rightarrow a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 22,46 \text{ KN} < T_u = 1080 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

Les armatures comportent des crochets, donc : $L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 [\text{cm}]$

Soit : $L_s = 17 [\text{cm}]$

❖ Calcul à l'E.L.S :

➤ Combinaison de charges à l'ELS :

Palier : $q_s = (6,56 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9,06 \text{ KN/ml.}$

Pailasse : $q_s = (10,04 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12,54 \text{ KN/ml.}$

Mur : $q_s = 1 \times 2,36 \times 1 \text{ m} = 2.36 \text{ KN/ml}$

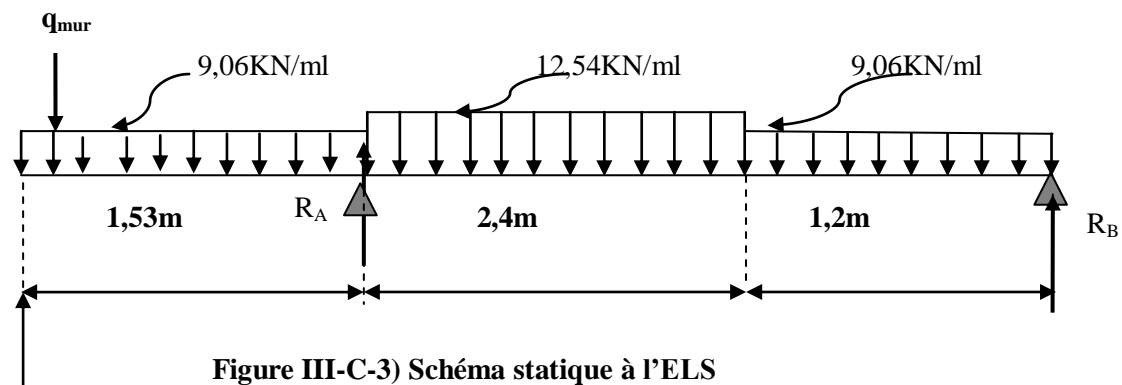


Figure III-C-3) Schéma statique à l'ELS

1) Calcul des efforts internes :

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2,36 + (9,06 \times 1,53) + (12,54 \times 2,4) + (9,06 \times 1,2) = 57,18 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$2,36 \times 5,13 + (9,06 \times 1,53 \times 4,365) - R_A \times 3,6 + (12,54 \times 2,4 \times 2,4) + (9,06 \times 1,2 \times 0,6) = 0$$

$$R_A = 42,04 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } R_A = 42,04 \text{ KN.}$$

$$R_B = 15,14 \text{ KN.}$$

X (m)	T _y [KN]	M _z [KN.m]
0	2,36	0
1,53	16,22	-14,22

X (m)	T _y [KN]	M _z [KN.m]
1,53	-25,81	-14,22
3,93	4,28	11,65

X (m)	T _y [KN]	M _z [KN.m]
0	15,14	0
1,2	4,28	11,65

Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,53 \rightarrow T(x) = 2,36 + 9,06 x$.

Le 2^{ème} tronçon : $1,53 \text{ m} \leq x \leq 3,93 \text{ m}$

$$\rightarrow T(x) = 2,36 + 9,06 \times 1,53 + 12,54(x - 1,53) - 42,04 = 12,54x - 45$$

$$T(0) = -45 + 12,54x \rightarrow x = 3,5 \text{ m.}$$

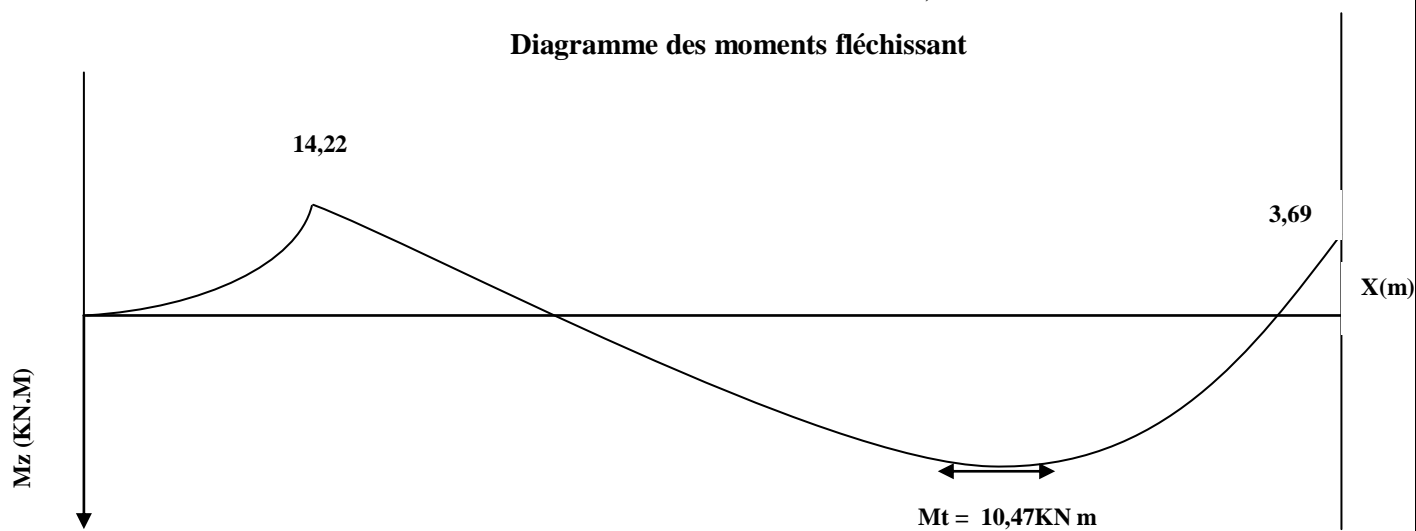
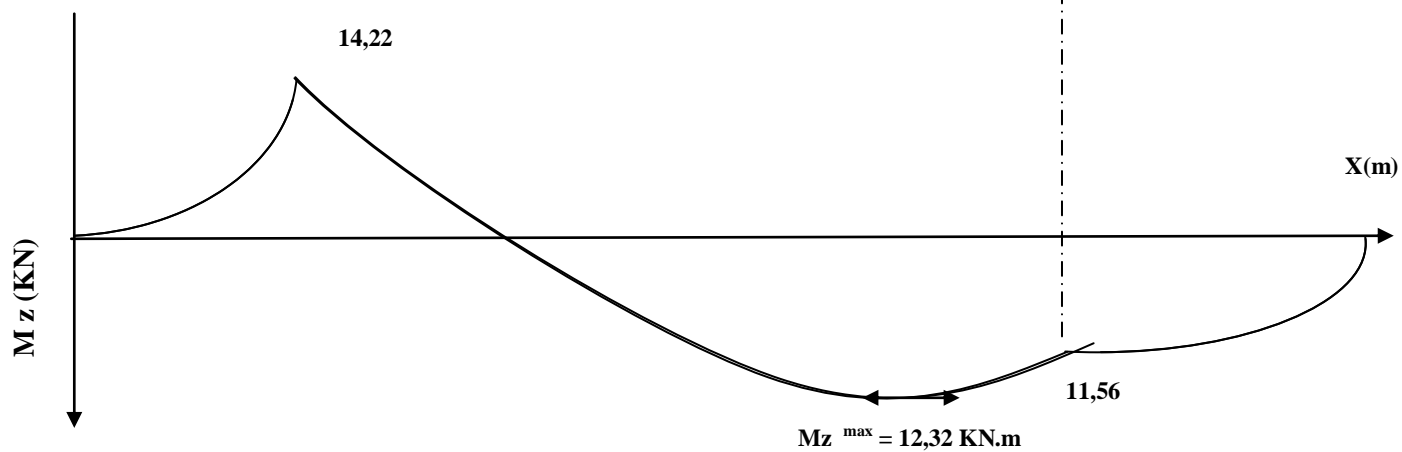
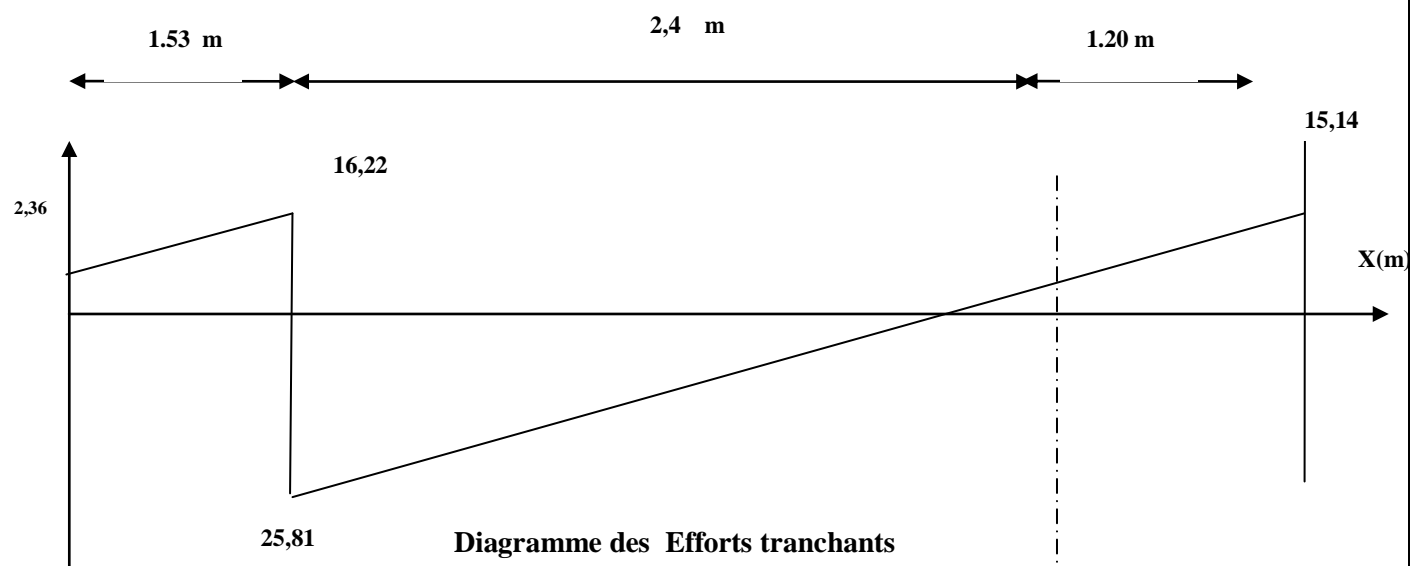
3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,2 \text{ m} \rightarrow T(x) = 15,14 - 9,06x$

➤ Moment fléchissant à $t = 0$: $\rightarrow M_{\max}(x = 3,5) = 12,32 \text{ KN.m}$

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 12,32 = 10,47 \text{ KNm.} \quad M_{\text{appui}} = -0,3 \times 12,32 = -3,69 \text{ KNm.}$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELS:



2) Vérification à l'E.L.S :

○ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

-Détermination de k :

Aux appuis : $\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,41}{100 \times 18} = 0,077$

Tabeleau $\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,953 \\ k_1 = 91,4 \end{cases}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_s} = \frac{3,69 \times 10^6}{0,953 \times 180 \times 141} = 152,56 \text{ MPa}.$$

$$\frac{\sigma_{st}}{k_1} = 1,67 < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 7,16 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,218$$

Tabeleau $\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ k_1 = 51,67 \end{cases}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{10,47 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 392} = 160,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma_s} / k_1 = 160,41 / 51,67 = 3,10 \text{ MPa} . \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

○ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{La portée de la travée entre les appuis.} \\ h : \text{Hauteur totale de la section} \\ M_t : \text{Moment en travée.} \\ M_0 : \text{Moment isostatique dans la travée} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{360} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_{\max} : \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = 12,54 \text{ kN/ml.}$

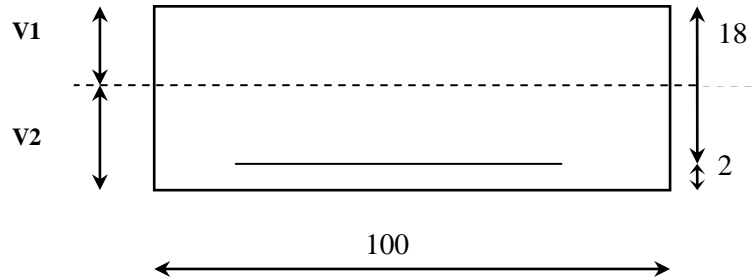
E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

I : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 3,92 \times 18) = 21058,4 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3,92) = 2058,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21058,4}{2058,8} = 10,22 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10,22 = 9,78 \text{ cm}.$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$\text{D'où : } I_0 = \frac{100}{3}(10,22^3 + 9,78^3) + 15[3,92(9,78 - 2)^2] = 70322,52 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$ E_{v28} : module de déformation longitudinale différée du béton.

$$F = \frac{5 \times 12,54 \times (3,6)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 70322,52 \times 10^{-2}} = 0,0036 \text{ m} = 0,36 \text{ cm}$$

$$\overline{F} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$F = 0,36 \text{ cm} < \overline{F} = 0,72 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III-D-1) Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2,6m.

III-D-2) Pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17,33cm \leq h_t \leq 26cm.$$

Selon le **RPA2003**, $h_t \geq 30cm \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 35cm$

- **La largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm.$$

Selon le **RPA 2003**, $b \geq 20cm$ et $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow b = 25cm.$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30cm^2$.

III-D-3) Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G1 = 0,3 \times 0,25 \times 25 \times 1 = 1,875KN / ml$.

Effort tranchant à l'appui : **E.L.U** : $T_u = 58,1$ KN.

Effort tranchant à l'appui : **E.L.S** : $T_u = 42,04$ KN.

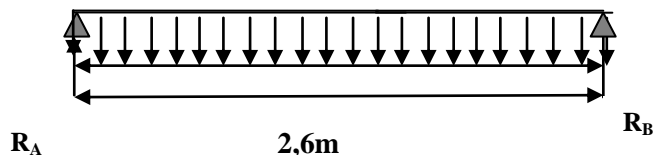
❖ **Combinaison de charges:**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1,35 \times 1,875 + 2 \times \frac{58,1}{2,6} = 47,22KN / ml$$

$$\text{ELS : } q_s = 1,35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1,875 + 2 \times \frac{42,04}{2,6} = 34,21KN / ml$$

III-D-4) Calcul des efforts à L'ELU :

$$q_u = 47,22KN/ml$$

**III-D-4-1) Les réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{47,22 \times 2,6}{2} = 61,38KN.$$

III-D-4-2) Effort internes :

- **Moment isostatique :** $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{47,22 \times 2,6^2}{8} = 39,90 \text{ KN.m}$
- **Effort tranchant :** $V_U = \frac{47,22 \times 2,6}{2} = 61,38 \text{ KN.}$

Remarque : En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigé sont :

$$M_a = (-0,3) M_0 = -11,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 33,91 \text{ KN.m.}$$

Les résultants ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

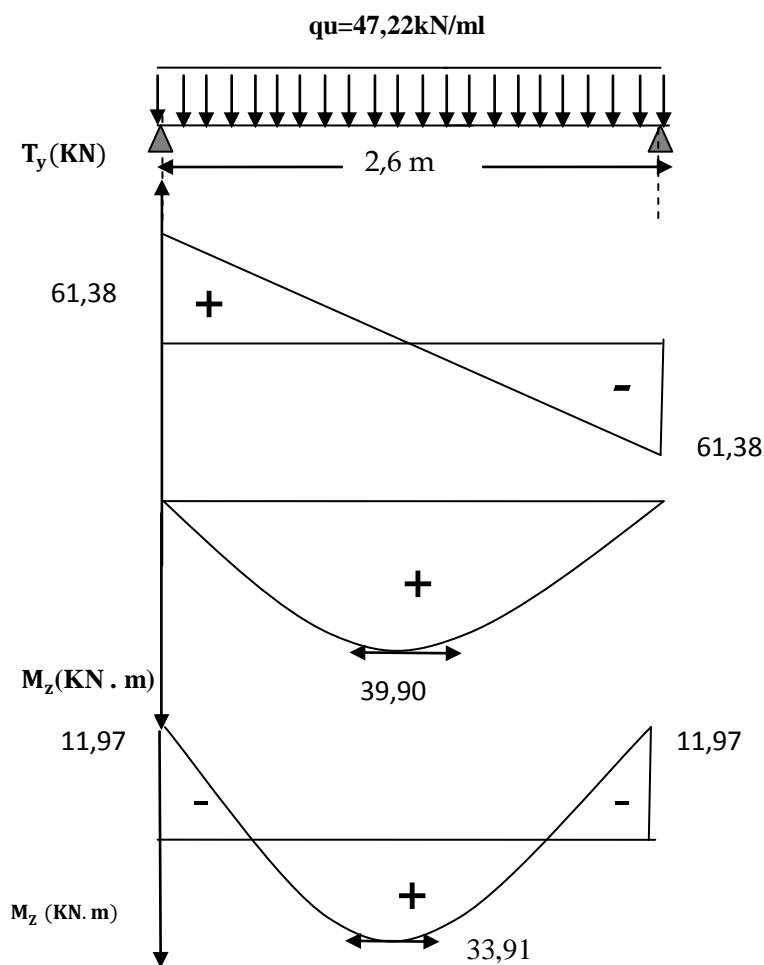


Figure III-D-1: Diagramme effort internes à l'ELU

III-D-5) Calcul des armatures :

Soit : $h = 30 \text{ cm}$ $d = 28 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$

zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}$	$S_t(\text{cm}^2)$
Aux appuis	11,97	0,044	0,978	1,26	4HA8= 2,01	25
En travée	33,91	0,12	0,936	3,71	4HA12= 4,52	25

➤ **Exigence du RPA99:(Art 7.52/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5xbxh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2.$$

$$4,52 + 2,01 = 6,53 \text{ cm}^2 \geq 3,75. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-D-6) Vérifications :

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f} = 0,023 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \text{ CV.}$$

$$(A_a, A_t) > 0,845 \text{ cm}^2 \text{ CV.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 /ART.A.5-1.2**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{61,38 \times 10}{25 \times 28} = 0,87 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau au voisinage des appuis : Art A.5.1, 313)**

• **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{Ma_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{61,38 \times 10^3 + \frac{11,97 \times 10^5}{0,9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0,031 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,01 \geq A_u = 0,031 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Influence sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 61,38 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 300} = 1,818 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, alors il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61,38 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 1,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91) :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \quad \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: longueur de la poutre.

φ_1 : Diamètre minimum des armatures tendues du 1er lit maintenues par cadres

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; donc : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)**

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(25,2 ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm.}$$

- **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)**

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm. On opte pour : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm. Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

A_{adopté} > A_{min} du RPA → condition vérifiée

• **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

La zone nodale : $A_{min} = \frac{0,4 \times 25 \times 8}{400} = 0,20 \text{ cm}^2$

La zone courante: $A_{min} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375 \text{ cm}^2$

A_{adopté} > A_{min} du BAEL → Condition vérifiée.

III-D-7) Calcul à l'ELS :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{ql^2}{8} = 34,21 \times \frac{2,6^2}{8} = 28,90 [\text{kN.m}]$.

Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 28,90 = -8,67 \text{ KNm}$.

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 28,90 = 24,57 \text{ KNm}$

• **Effort tranchants :**

$$T_u = \frac{qS_1}{2} = 34,21 \times \frac{2,6}{2} = 44,47 \text{ KN}.$$

III-D-8) Vérification à l'ELS :❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

❖ **Etat limite de compression de béton :****En travée :**➤ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,52}{25 \times 28} \times 100 = 0,647$$

$$\rho_1 = 0,647 \Rightarrow k_1 = 27,37 \text{ et } \beta_1 = 0,882$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{25,04 \times 10^3}{0,882 \times 28 \times 4,52} = 224,3 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 224,3 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{224,3}{27,37} = 8,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,19 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2,01}{25 \times 28} \times 100 = 0,291$$

$$\rho_1 = 0,291 \Rightarrow k_1 = 43,82 \text{ et } \beta_1 = 0,915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,84 \times 10^3}{0,915 \times 28 \times 2,01} = 171,66 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 171,66 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{171,66}{43,82} = 3,91 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bc} = 3,91 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{260} = 0,115 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52}{25 \times 280} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24,57}{10 \times 28,90} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-E-1) Introduction :

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III- E-2) Pré dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm.} \quad \text{On prend : } h = 15 \text{ cm.}$$

III-E-3) Détermination des charges et surcharges :➤ **Les charges permanentes :**

- **La dalle :** $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$

Mur extérieur : $G_t = 2,36 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Surcharge d'exploitation :** $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ **1) Calcul à l'ELU :**

La porte à faux est calculée en flexion simple.

- **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Dalle: $q_{u1} = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9,27 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.59) \times 1 = 8,252 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} » :**

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9,27 \cdot 1,4^2}{2} = 9,084 \text{ KN.m.}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} » :**

$$q_{u2} = q_{u2,i} = 9,27 \times 1,4 = 12,978 \text{ KN.m.}$$

- **Le moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 22,062 \text{ KN.m}$$

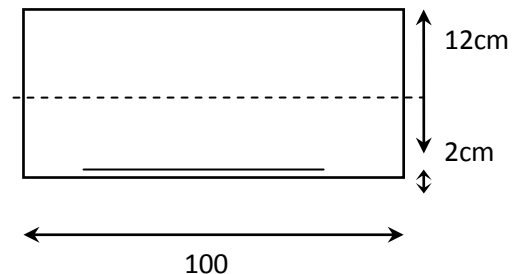
2) Calcul des armatures à ELU :

$$M_u = 22.062 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm.}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,062 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,108$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante



$$\mu = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,062 \times 5}{0,943 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 5,60 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA 12/ml = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$.

Soit : 4HA 8/ml = 2,01 cm² avec un espacement de 25 cm.

III-E-4) Vérification à l'E.L.U :

❖ Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,67 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La section est vérifiée.

❖ Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 9,27 \times 1,4 + 8,252 = 21,23 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21,23 \times 10}{100 \times 12} = 0,177 [\text{MPa}].$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,20}{\gamma_b} f_{t28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 4 \text{ MPa} \}$$

$$= 2,5 [\text{MPa}] \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,177 [\text{MPa}] < \overline{\tau_u} = 3,33 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

- Dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 21,23 [\text{KN}] \leq 0,4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1,5} = 800 [\text{KN}] \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures supérieures.

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• Armatures principales :

$$V_u \geq \left(\frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \right) = \frac{21,23 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 61,03 \text{ mm}^2 = 0,6103 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,6103 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} ; \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ [mm]}.$$

$$\tau_{se} = \frac{21,23 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,043 \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_{se} = 1,043 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

❖ Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21) :

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}.$$

$$L_s = \max \begin{cases} L_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{su}}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \\ L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_s = 48 \text{ [cm]}.$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ [cm]} \quad \text{Soit : } L_c = 20 \text{ cm}$$

III-E-5) Vérification à l'ELS :

➤ Combinaison des charges :

$$q_{s1} = G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5,31 + 1,5 = 6,7 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2,36 \times 1 \times 2,59 = 6,112 \text{ KN/ml}$$

-Calcul du moment d'encastrement :

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

-Moment provoqué par la charge « qu₁ » :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{6,7 \cdot 1,4^2}{2} = 6,567 \text{KN.m.}$$

-Moment provoqué par la charge « qu₂ » :

$$M_u = q_{u2} \cdot l = 6,122 \times 1,4 = 8,556 \text{KN.m.}$$

-Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 15,123 \text{KN.m}$$

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2) :**

a) Acier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,472$$

$$\beta_1 = 0,896 \Rightarrow K_1 = 33,08 \rightarrow \sigma_s = \frac{15,123 \times 10^5}{0,896 \times 12 \times 565} = 248,943 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

b) Béton :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s.$$

$$\beta_1 = 0,896 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,08} = 0,030$$

❖ **vérification de l'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

$$\sigma_b = K \sigma_s$$

❖ Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\checkmark \quad \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} = 0,107 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6,567}{10 \times 2,096} = 0,3 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

Mt : moment fléchissant max de service en travée.

Mo : moment isostatique de service. $M = ql^2/8 = 2,096 \text{ KNm}$.

b : la largeur de la section étudiée.

fe: limite élastique des armatures tendue.

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_s \times l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{1400}{500} = 2,8 \text{ mm.}$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + (\lambda x \mu)}$$

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

$$I_{0'} = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]^2 + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 = 0,0029 \text{ m}^2$$

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

$$\rho = a / b_0 \times d$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A} \quad (\text{voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}28}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left| \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + \text{ft}28} \right| ; 0 \right\}$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = a / b_0 \cdot d = \frac{0,056}{1 \times 13} = 0,0069.$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot \text{ft}28}{\left(2 + \left| \frac{3 \cdot b_0}{b} \right| \right) \cdot \rho} = 2,53.$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left| \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + \text{ft}28} \right| ; 0 \right\} = \max \{ 0,425 ; 0 \} = 0,425$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \mu)} = \frac{1,1 \times 290000}{1 + 2,53 \times 0,425} = 153716,4 \text{ cm}^2$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 6,567 \times 10^6 \times 1400^2 / 10 \times 10818,87 \times 15376,4 \times 10^4 = 0,77 < 2,8 \text{ mm}.$$

→ **Condition vérifiée.**

Calcul du balconIII-F-1) Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

III-F-2) Pré dimensionnement de la dalle pleine :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le balcon est en dalle pleine.

$$e_p \geq \frac{155}{10} = 15,5 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 18 \text{ cm.}$$

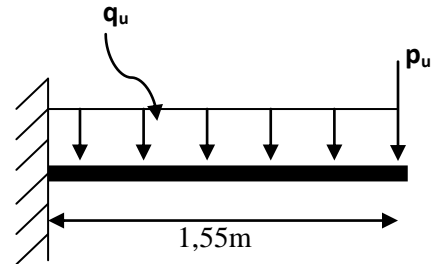


Figure III-F-1) : Schéma statique

III-F-3) Détermination des charges et surcharges :➤ **Tableau le poids de garde corps:**

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge G (KN/m ²)
01	Murs en briques creuses	9	0.1	0,9
02	Mortier de pose	20	0.02x2	0,8
G_{TOTAL}				G = 1,7KN/m²

- Charges de garde corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur :

$$G_{gd} = 1,7 \times 1,1 \times 1 = 1,87 \text{ KN.}$$

- Surcharges dus à la main courante : $F = 1 \text{ KN/m}^2$ applique sur le garde cops de hauteur $H=1,1\text{m}$ et ne provoque aucun effort sur balcon.
- Surcharges sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$. Donnée par le (DTR BC2.2).

III-F-4) Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

a) Combinaison de charge ELU :✓ **Dalle pleine :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,42 \text{ KN/m.}$$

✓ **Garde corps :**

$$P_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN/m.}$$

b) Combinaison de charge ELS :✓ **Dalle pleine :**

$$q_s = G + Q = (5,31 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 8,81 \text{ KN/m.}$$

✓ **Garde corps :**

$$P_s = 1,35 G_2 = 1 \times 1,78 = 1,78 \text{ KN/m.}$$

III-F-5) Les moments et Les efforts tranchants :**a) ELU :**○ **Moment fléchissant :**

$$M_{total} = -\left(\frac{q_{u1}L^2}{2} + q_{u2} \times L\right) = -\frac{12,42 \times 1,55^2}{2} - 2,403 \times 1,55 = -18,64 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

○ **Effort tranchant:**

$$V_u = -q_{u1} \times L - q_{u2} = -12,42 \times 1,55 - 2,403 = -21,65 \text{ KN}$$

b) ELS :○ **Moment fléchissant :**

$$M_{total} = -13,34 \text{ KN.m}$$

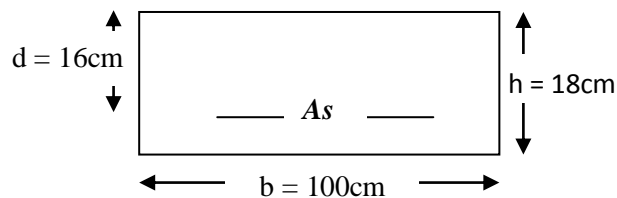
Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

○ **Effort tranchant:**

$$V_s = 11,88 \text{ KN.}$$

III-F-5) Ferrailage de balcon (BAEL91 modifié 99) :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

✓ **Les armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,64 \times 1000}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,050 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{18,64 \times 1000}{0,974 \times 16 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm² avec : St = 25cm.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec : St = 25cm.

III-F-6) Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL91) :**

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{21,65 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 150,72} = 0,99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,15f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{21,65 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement :** la longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\sigma_s f_e}{4\tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \times 2,835} = 42,32 > St = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prévoit des crochets.}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 17 \text{ cm.}$

- **Vérification de l'écartement des barres**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III-F-7) Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes de compression du béton :**

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s.$$

$$M_s = -13,34 \text{ [KN.m]} \text{ et } A_s = 4,52 \text{ [cm}^2\text{].}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,283$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,916 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44,52} = 0,022$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13,34 \times 10^6}{0,916 \times 160 \times 452} = 201,37 [MPa]$$

L'état limite de compression du béton est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 MPa$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_s = 201,37 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{155} = 0,12 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{18}{155} = 0,12 > \frac{13,34}{10 \times 13,34} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 16} = 0,0028 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

✓ **Conclusion:**

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

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ Armatures principales : $A_s = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25cm.

➤ Armatures de répartition : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm

Calcul de la dalle de la salle machine :**III-G-1) Introduction :**

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine de surface égale à $12,24 \text{ m}^2$ ($3,95 \times 3,10$), reposant sur 4 appuis. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 5,7 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

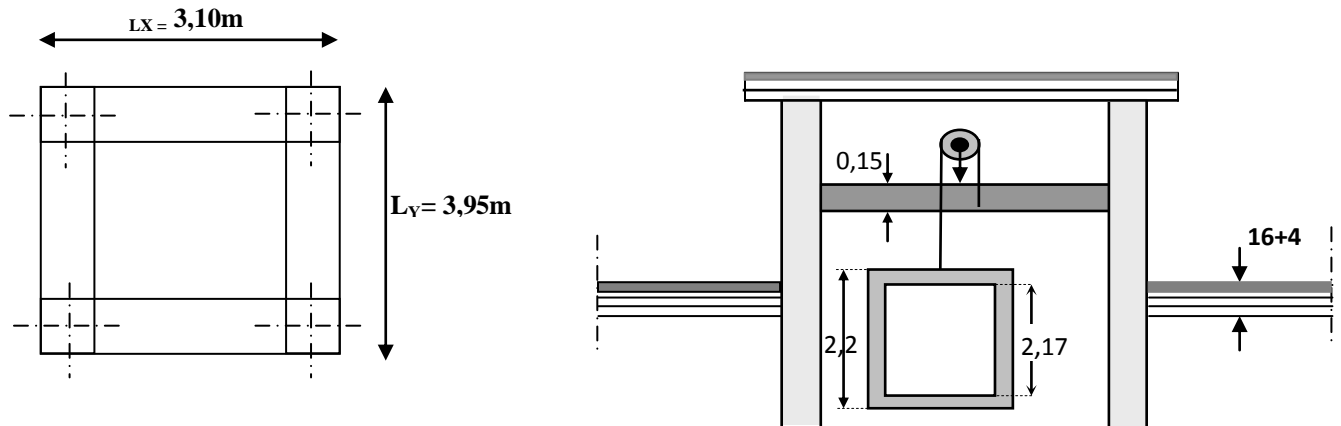
-Caractéristiques de l'ascenseur :

Figure. III-G-1- : schéma salle machine

III-G-2) Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**Hypothèse :**

- La dalle est coulée sur place.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle est soumise à une charge localisée.
- Pour le calcul de cette dalle, on utilisera les abaques de « Pigeaud ».

❖ Pré dimensionnement :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux directions .}$$

Hauteur de la dalle « h » :

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{310}{30} = 10,33[cm] \Rightarrow \text{Le R. P. A impose que } h_{min} \geq 12 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $h = 15 \text{ cm.}$

La dalle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux directions, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

❖ Calcul de U et V :

U, V : représente les cotes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.

$$U = U_0 + 2h_r + h_0 \quad ; \quad V = V_0 + 2h_r + h_0$$

Avec :

h = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

h_r : Epaisseur du revêtement ($h_r = 5\text{cm}$).

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

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

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

III-G-2-1) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\text{Avec : } \nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases} \quad \begin{aligned} M_{x1} &= P (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} &= P (M_2 + \nu M_1) \end{aligned}$$

a)Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{U}{L_y} : \quad \rho = 0,8 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0,4 \\ \frac{U}{L_y} = 0,3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,152 \\ M_2 = 0,091 \end{cases}$$

$$P = 1,35 \times q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \nu M_2) = 76,95 \times (0,152) = 11,69 [\text{KN.m}] \\ M_{y1} = P(M_2 + \nu M_1) = 76,95 \times (0,091) = 7 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

III-G-2-2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

a)Etat limite ultime (ELU)

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad ; \quad M_{y2} = \mu_y \cdot M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0565 \quad ; \quad \mu_y = 0,595.$$

$$\text{-Poids propre : } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1\text{ml} = 4,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{-Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = [1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1] \times 1\text{m} = 8,05\text{KN/ml.}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} M_{x2} &= 0,0565 \times 8,05 \times (3,1)^2 = 4,37 [\text{KN.m}] \\ M_{y2} &= 0,595 \times 4,7 = 2,6 [\text{KN.m}] \end{aligned}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,37 + 11,69 = 16,06 [\text{KN.m}] \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7 + 2,6 = 9,6 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

Moment en travée : $M^t = 0,75M$.

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75M_x = 12,04\text{KN.m} \\ M_y^t = 0,75M_y = 7,2\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis : $M^a = -0,5M$

$$\begin{cases} M_x^a = -0,5M_x = -8,03\text{KN.m} \\ M_y^a = -0,5M_y = -4,8\text{KN.m} \end{cases}$$

III-G-3) Ferrailage à ELU :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b = 1\text{m} = 100\text{cm}$ $c = 2\text{cm}$ $h = 15\text{cm}$ $d = h - c = 13\text{cm}$.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adopté	Choix cm ²	St(cm ²)
Sur appuis	X-X	8,03	0,034	0,983	1,80	3,14	4HA10	25
	Y-Y	4,8	0,020	0,990	1,07	3,14	4HA10	25
En travée	X-X	12,04	0,05	0,974	2,73	3,14	4HA10	25
	Y-Y	7,2	0,03	0,985	1,61	3,14	4HA10	25

III-G-3-1) Vérification à l'ELU :

- ❖ Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4/BAEL 91) :
- Armature inférieure suivant x- x:

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec : $\rho_0 = 0,0008$ pour les HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

Avec : $\rho = \frac{A_{\min}}{S}$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,8) / 2 = 0.00088.$$

$$A_{\min} = 0,00088 \times (15 \times 100) = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armature supérieure suivant Y - Y :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,00088 \times (15 \times 100) = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Diamètre des barres :**

On doit vérifier que : $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Nous avons choisi des HA8 et HA10, donc la condition est vérifiée.

- ❖ **Espacement des armatures : (BAEL91.Art. A.8.2.42) :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \longrightarrow St = 25\text{cm} < [30\text{cm}; 25\text{cm}] \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} < \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Condition de poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL 91) :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre de contour.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420\text{cm}$$

$$Q_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5\text{KN}$$

On a : $P_u = 76,95\text{KN} < Q_u = 472,5\text{KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc, la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}$

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2U + V} = 18,09\text{KN}.$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3U} = \frac{57}{3 \times 1,05} = 18,09\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{18,09 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,139\text{MPa}.$$

$$0,07 \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167$$

$\tau_u = 0,139\text{MPa} < 1,167\text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III-G-3-2) Vérification à l'ELS :

❖ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) P_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + v M_1) P_s$$

$$v = 0,2$$

$$P_s = 57\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s(M_1 + v M_2) = 57 \times (0,152 + 0,2 \times 0,091) = 9,70[\text{KN} \cdot \text{m}] \\ M_{y1} = P_s(M_2 + v M_1) = 57 \times (0,091 + 0,2 \times 0,152) = 6,92[\text{KN} \cdot \text{m}] \end{cases}$$

❖ **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_u = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}.$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0632 ; \mu_y = 0,710.$$

$$M_{x2} = 0,0632 \times 5,85 \times (3,1)^2 = 3,56 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{y2} = 3,56 \times 0,710 = 2,52 \text{ [KN.m]}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3,56 + 9,70 = 13,26 \text{ [KN.m]} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2,52 + 6,92 = 9,44 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

❖ **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :**

• **Dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

• **Dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa.}$$

➤ **Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :**

Zone	sens	Ms(KN.m)	ρ_1	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	OBS
Sur appuis	X-X	6,63	0,245	0,921	0,020	176,35	3,58	vérifiée
	Y-Y	4,72	0,245	0,921	0,020	125,54	2,51	vérifiée
En travée	X-X	9,95	0,245	0,921	0,020	264,66	5,29	vérifiée
	Y-Y	7,08	0,245	0,921	0,020	188,32	3,77	vérifiée

❖ **Etat limite de fissuration :**

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

✓ **Conclusion :** les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout

Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.

Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV-1) Caractéristiques géométriques des voiles :

- **Etude des refends :** Dans notre structure, on a que des refends pleins :

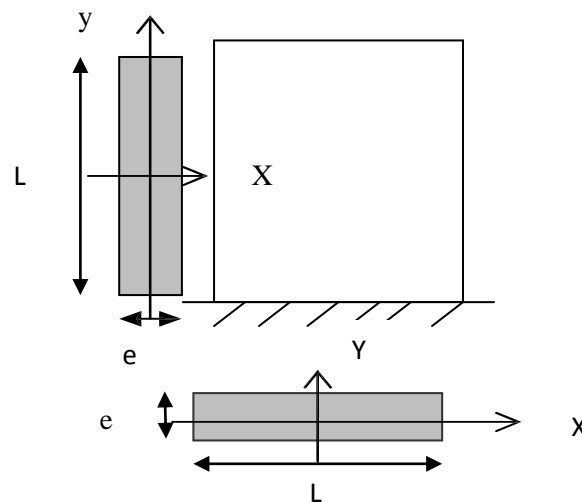


Fig. IV-1) Vue en plan et en coupe des refends

1) calcul des inerties :**a) Voiles longitudinaux :**

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{eL^3}{12} \\ I_x &= \frac{Le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) voiles transversal :

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{eL^3}{12} \\ I_y &= \frac{Le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile dans le sens considéré.

➤ **Sens transversale :**

Niveau	voile	h (m)	L_{VOILES}	e (m)	$I \text{ m}^4$	$I_{TOT} \text{ m}^4$
RDC	VT1	4,5	2	0,25	0,166	3,54
	VT1	4,5	2		0,166	
	VT1	4,5	2		0,166	
	VT1	4,5	2		0,166	
	VT3	4,5	3,90		1,24	
	VT3	4,5	3,90		1,24	
	VT2	4,5	2,16		0,20	
	VT2	4,5	2,16		0,20	
E service	VT1	3,06	2	0,25	0,166	3,54
	VT1	3,06	2		0,166	
	VT1	3,06	2		0,166	
	VT1	3,06	2		0,166	
	VT3	3,06	3,90		1,24	
	VT3	3,06	3,90		1,24	
	VT2	3,06	2,16		0,20	
	VT2	3,06	2,16		0,20	
1 étage	VT1	2,89	2	0,25	0,166	3,54
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT3	2,89	3,90		1,24	
	VT3	2,89	3,90		1,24	
	VT2	2,89	2,16		0,20	
	VT2	2,89	2,16		0,20	
2, 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	VT1	2,89	2	0,25	0,166	3,54
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT3	2,89	3,90		1,24	
	VT3	2,89	3,90		1,24	
	VT2	2,89	2,16		0,20	
	VT2	2,89	2,16		0,20	
5, 6, 7, 8 9 ^{ème} étage	VT1	2,89	2	0,25	0,166	3,54
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT1	2,89	2		0,166	
	VT3	2,89	3,90		1,24	
	VT3	2,89	3,90		1,24	
	VT2	2,89	2,16		0,20	
	VT2	2,89	2,16		0,20	

➤ Sens longitudinal :

Niveau	voile	h (m)	L _{VOILES}	e (m)	I m ⁴	I _{TOT} m ⁴
RDC	VL4	4,5	2,86	0,25	0,487	1,677
	VL2	4,5	3,10		0,620	
	VL1	4,5	2		0,166	
	VL1	4,5	2		0,166	
	VL1	4,5	2		0,166	
	VL3	4,5	1,2		0,036	
	VL3	4,5	1,2		0,036	
E service	VL4	3,06	2,86	0,25	0,487	1,677
	VL2	3,06	3,10		0,620	
	VL1	3,06	2		0,166	
	VL1	3,06	2		0,166	
	VL1	3,06	2		0,166	
	VL3	3,06	1,2		0,036	
	VL3	3,06	1,2		0,036	
1 étage	VL4	2,89	2,86	0,25	0,487	1,677
	VL2	2,89	3,10		0,620	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL3	2,89	1,2		0,036	
	VL3	2,89	1,2		0,036	
2, 3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	VL4	2,89	2,86	0,25	0,487	1,677
	VL2	2,89	3,10		0,620	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL3	2,89	1,2		0,036	
	VL3	2,89	1,2		0,036	
5, 6,7, 8 9 ^{ème} étage	VL4	2,89	2,86	0,25	0,487	1,677
	VL2	2,89	3,10		0,620	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL1	2,89	2		0,166	
	VL3	2,89	1,2		0,036	
	VL3	2,89	1,2		0,036	

IV-2) Caractéristiques géométriques des portiques :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

➤ Poteau : $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

➤ Poutre : $K_p = \frac{I_p}{L_c}$

➤ Avec :

I_p : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L$$

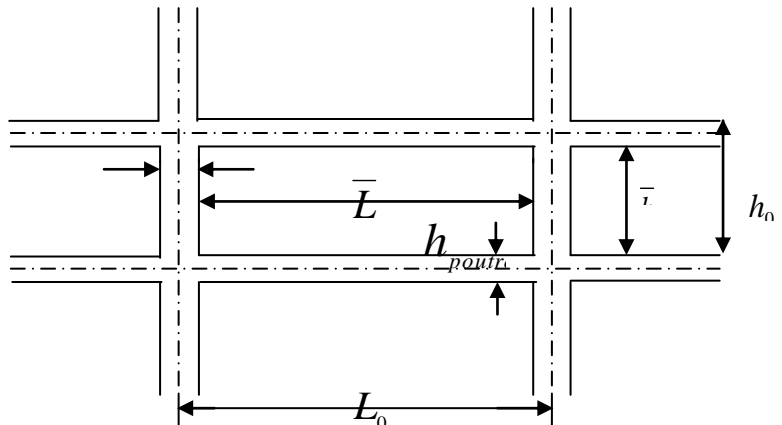


Figure IV-2 : Coupe verticale d'un niveau.

➤ Sens transversal :

Niv	pot	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_p (cm ⁴)	K_{pot} (cm ³)	Tra vée	\bar{h} cm	h_{ptr} (cm)	L_c cm	I_p 10 ⁵	K_{p_t} (cm ³)
RDC	A	405	45x45	427,5	341718,75	799,34	A-B	355	40	375	1,6	426,66
	B	405		427,5			B-C	350	40	370		432,43
	C	405		427,5			C-D	355	40	375		426,66
	D	405		427,5								
E.S	A	261	45x45	283,5	341718,75	1205,35	A-B	355	40	375	1,6	426,66
	B	261		283,5			B-C	350	40	370		432,43
	C	261		283,5			C-D	355	40	375		426,66
	D	261		283,5								
1	A	244	45x45	266,5	341718,75	1282,25	A-B	355	40	375	1,6	426,66
	B	244		266,5			B-C	350	40	370		432,43
	C	244		266,5			C-D	355	40	375		426,66
	D	244		266,5								
2,3 4 ^{ème} étages	A	249	40x40	269	213333,33	793,06	A-B	355	40	375	1,6	426,66
	B	249		269			B-C	350	40	370		432,43
	C	249		269			C-D	355	40	375		426,66
	D	29		269								
5, 6,7, 8,9 ^{ème} étages	A	254	35x35	271,5	125052,08	460,59	A-B	355	40	375	1,6	426,66
	B	254		271,5			B-C	350	40	370		432,43
	C	254		271,5			C-D	355	40	375		426,66
	D	254		271,5								

➤ Sens longitudinal :

Niv	p ot	\bar{h} cm	e_{pot} cm	h_c (cm)	I_p cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travé	\bar{h} cm	h_{ptr} cm	L_c cm	I_p cm ⁴	K_{P_i} cm ³
RDC	1	405	45	427,5	341718,75	799,34	1-2	365	35	382,5	107187,50	280,23
	2	405		427,5		799,34	2-3	365	35	382,5		280,23
	3	405		427,5		799,34	3-4	275	35	292,5		336,45
	4	405		427,5		799,34	4-5	365	35	382,5		280,23
	5	405		427,5		799,34	5-6	365	35	382,5		280,23
	6	405		427,5		799,34	6-7	251	35	268,5		399,20
	7	405		427,5		799,34						
E.S	1	261	45	283,5	341718,75	1205,36	1-2	365	35	382,5	107187,50	280,23
	2	261		283,5		1205,36	2-3	365	35	382,5		280,23
	3	261		283,5		1205,36	3-4	275	35	292,5		336,45
	4	261		283,5		1205,36	4-5	365	35	382,5		280,23
	5	261		283,5		1205,36	5-6	365	35	382,5		280,23
	6	261		283,5		1205,36	6-7	251	35	268,5		399,20
	7	261		283,5		1205,36						
1	1	244	45	266,5	341718,75	1282,25	1-2	365	35	382,5	107187,50	280,23
	2	244		266,5		1282,25	2-3	365	35	382,5		280,23
	3	244		266,5		1282,25	3-4	275	35	292,5		336,45
	4	244		266,5		1282,25	4-5	365	35	382,5		280,23
	5	244		266,5		1282,25	5-6	365	35	382,5		280,23
	6	244		266,5		1282,25	6-7	251	35	268,5		399,20
	7	244		266,5		1282,25						
2,3 et 4	1	249	40	269	213333,33	793,06	1-2	365	35	382,5	107187,50	280,23
	2	249		269		793,06	2-3	365	35	382,5		280,23
	3	249		269		793,06	3-4	275	35	292,5		336,45
	4	249		269		793,06	4-5	365	35	382,5		280,23
	5	249		269		793,06	5-6	365	35	382,5		280,23
	6	249		269		793,06	6-7	251	35	268,5		399,20
	7	249		269		793,06						
5, 6, 7,8et 9 ^{ème} étage	1	254	35	271,5	125052,08	460,60	1-2	365	35	382,5	107187,50	280,23
	2	254		271,5		460,60	2-3	365	35	382,5		280,23
	3	254		271,5		460,60	3-4	275	35	292,5		336,45
	4	254		271,5		460,60	4-5	365	35	382,5		280,23
	5	254		271,5		460,60	5-6	365	35	382,5		280,23
	6	254		271,5		460,60	6-7	251	35	268,5		399,20
	7	254		271,5		460,60						

IV-3) Calcul des inerties fictives des portiques :

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie ; et pour cela nous utiliserons la méthode des approximations successives

IV-3-1) Calcul des inerties des portiques méthode des approximations successives :

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'**ALBERT Feuntes** Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé. Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales à 1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau). Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à 1m^4 , il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV-3-2) Calcul des flèches dans les refends Méthode du moment des aires :

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} ; I=1\text{m}^4$$

Avec :

F_i : Flèche au niveau (i).

S_i : Elément de surface du niveau (i).

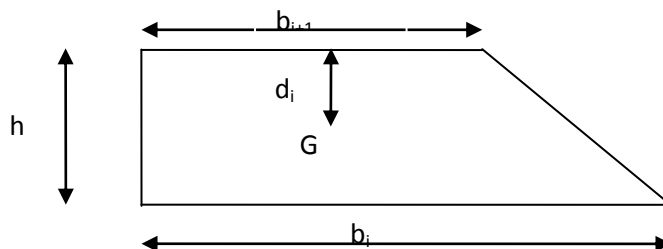
d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b_i + 1$)

E : Module d'élasticité du matériau constituant les refends.

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{b_i + b_{i+1}}{2} \cdot h$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{2b_i + b_{i+1}}{3(b_i + b_{i+1})} \cdot h$$



IV-3-4) Calcul de S_i d_i pour les différents niveaux :

Niveau	h	b_i	b_{i+1}	s_i	d_i	$S_i \cdot d_i$	$F_i \cdot EI$
11	2.89	2,89	0	4,176	1,93	8,059	59858,89
10	2.89	8.67	2.89	16.70	1,69	28,223	52265,83
9	2.89	17.34	8.67	37.58	1,60	60,128	43274,66
8	2.89	28.9	17.34	66.82	1,57	104,90	38986,46
7	2.89	43.35	28.9	104.40	1,55	161,82	28401,91
6	2.89	60.69	43.35	150.34	1,52	228,52	25733,94
5	2.89	80.92	60.69	204.62	1,51	308,97	19597,863
4	2.89	104.04	80.92	267.26	1,50	400,89	13972,674
3	2.89	130.05	104.04	338.26	1,49	504,007	9027,95
2	3,06	159.12	130.05	442,43	1,58	699,04	4957,686
1	4,5	192.69	159.12	791,57	2,32	1836,44	1836,44

- Calcul des flèches par niveau :

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1836,44}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{4957,686}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{9027,95}{EI}$$

$$f_4 = \frac{[s_4 \cdot d_4 + s_3(d_3 + h_4) + s_2(d_2 + h_3 + h_4) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4)]}{EI} \Rightarrow f_4 = \frac{13972,674}{EI}$$

$$f_5 = \frac{[s_5 \cdot d_5 + s_4(d_4 + h_5) + s_3(d_3 + h_4 + h_5) + s_2(d_2 + h_3 + h_4 + h_5) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)]}{EI}$$

$$\Rightarrow f_5 = \frac{19597,863}{EI}$$

IV-4) Calcul des déplacements des portiques :

$$D_n = E\psi_n \times h$$

$$\text{Avec } E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum Kp_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage

E : module de Young du béton

θ_n ; θ_{n-1} : Rotation d'étage.

La rotation est donnée par les formules suivantes :

- Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_i = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

○ Pour le premier niveau (RDC) :

$$E\theta_i = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

K_{tn} : raideurs des poutres : $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideurs des poteaux : $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

IV-5) Inertie fictive des portiques :

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i)

f_i : flèche du refend au du niveau (i)

D_i : déplacement du portique au niveau (i)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Inertie fictive dans le sens longitudinal:

Niv	port	h	M_{n+1}	M_n	ΣK_{po} 10^{-3}	ΣK_{ptr} 10^{-3}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\Sigma \Delta i$	$f_i(m)$	$I_{ei}(m^4)$
9	1-1	2,89	0	2,89	3,224	1,856	64,87	204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
	2-2				3,224			204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
	3-3				3,224			204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
	4-4				3,224			204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
	5-5				3,224			204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
	6-6				3,224			204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
	7-7				3,224			204,45	590,86	33299,27	59858,89	1,79
8	1-1	2,89	2,89	5,78	3,224	1,856	194,63	279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
	2-2				3,224			279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
	3-3				3,224			279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
	4-4				3,224			279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
	5-5				3,224			279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
	6-6				3,224			279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
	7-7				3,224			279,15	806,74	32708,41	52265,83	1,59
7	1-1	2,89	5,78	8,67	3,224	1,856	326,42	614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
	2-2				3,224			614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
	3-3				3,224			614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
	4-4				3,224			614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
	5-5				3,224			614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
	6-6				3,224			614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
	7-7				3,224			614,39	1775,59	31901,67	43274,66	1,36
6	1-1	2,89	8,67	11,56	3,224	1,856	454,16	817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29

	2-2				3,224			817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29
	3-3				3,224			817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29
	4-4				3,224			817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29
	5-5				3,224			817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29
	6-6				3,224			817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29
	7-7				3,224			817,84	2363,55	30126,08	38986,46	1,29
5	1-1	2,89	11,56	14,45	3,224	1,856	583,92	892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
	2-2				3,224			892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
	3-3				3,224			892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
	4-4				3,224			892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
	5-5				3,224			892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
	6-6				3,224			892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
	7-7				3,224			892,54	2579,75	27762,53	28401,91	1,03
4	1-1	2,89	14,45	17,34	5,55	1,856	713,37	909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
	2-2				5,55			909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
	3-3				5,55			909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
	4-4				5,55			909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
	5-5				5,55			909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
	6-6				5,55			909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
	7-7				5,55			909,005	2627,03	25182,78	25733,94	1,02
3	1-1	2,89	17,34	20,23	5,55	1,856	843,44	1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
	2-2				5,55			1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
	3-3				5,55			1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
	4-4				5,55			1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
	5-5				5,55			1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
	6-6				5,55			1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
	7-7				5,55			1082,16	3127,44	22555,75	19597,86	0,86
2	1-1	2,89	20,23	23,12	5,55	1,856	973,20	1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
	2-2				5,55			1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
	3-3				5,55			1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
	4-4				5,55			1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
	5-5				5,55			1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
	6-6				5,55			1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
	7-7				5,55			1255,47	3628,30	19428,31	13972,67	0,72
1	1-1	2,89	23,12	26,01	8,97	1,856	1102,95	1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
	2-2				8,97			1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
	3-3				8,97			1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
	4-4				8,97			1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
	5-5				8,97			1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
	6-6				8,97			1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
	7-7				8,97			1279,71	3698,37	15800,01	9027,95	0,57
ES	1-1	3,06	26,18	29,07	8,43	1,856	1240,35	1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40
	2-2				8,43			1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40
	3-3				8,43			1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40
	4-4				8,43			1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40
	5-5				8,43			1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40

	6-6				8,43			1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40
	7-7				8,43			1459,02	4464,60	12101,64	4957,68	0,40
RDC	1-1	4,5	30,68	33,57	5,59	1,856	1153	1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24
	2-2				5,59			1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24
	3-3				5,59			1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24
	4-4				5,59			1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24
	5-5				5,59			1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24
	6-6				5,59			1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24
	7-7				5,59			1697,12	7637,04	7637,04	1836,44	0,24

➤ **Inertie fictive dans le sens transversal:**

Niv	port	h	M _{n+1}	M _n	ΣKpo 10 ⁻³	ΣKpt 10 ⁻³	Eθn	E _{yn}	Dn	ΣΔi	f _i (m)	I _{ei} m ⁴
9	A-A	2,89	0	2,89	1,84	1,29	93,35	317,58	917,80	48352,762	59858,89	1,24
	B-B				1,84	1,29		317,58	917,80	48352,762		1,24
	C-C				1,84	1,29		317,58	917,80	48352,762		1,24
	D-D				1,84	1,29		317,58	917,80	48352,762		1,24
8	A-A	2,89	2,89	5,78	1,84	1,29	280,04	635,16	1835,61	47434,962	52265,83	1,102
	B-B				1,84	1,29		635,16	1835,61	47434,962		1,102
	C-C				1,84	1,29		635,16	1835,61	47434,962		1,102
	D-D				1,84	1,29		635,16	1835,61	47434,962		1,102
7	A-A	2,89	5,78	8,67	1,84	1,29	466,73	952,73	2753,39	45599,352	43274,66	0,95
	B-B				1,84	1,29		952,73	2753,39	45599,352		0,95
	C-C				1,84	1,29		952,73	2753,39	45599,352		0,95
	D-D				1,84	1,29		952,73	2753,39	45599,352		0,95
6	A-A	2,89	8,67	11,56	1,84	1,29	653,42	1270,31	3671,20	42845,962	38986,46	0,909
	B-B				1,84	1,29		1270,31	3671,20	42845,962		0,909
	C-C				1,84	1,29		1270,31	3671,20	42845,962		0,909
	D-D				1,84	1,29		1270,31	3671,20	42845,962		0,909
5	A-A	2,89	11,56	14,45	1,84	1,29	840,11	1587,89	4589,002	39174,762	28401,91	0,730
	B-B				1,84	1,29		1587,89	4589,002	39174,762		0,730
	C-C				1,84	1,29		1587,89	4589,002	39174,762		0,730
	D-D				1,84	1,29		1587,89	4589,002	39174,762		0,730
4	A-A	2,89	14,45	17,34	3,17	1,29	1026,80	1575,98	4554,58	34585,76	25733,94	0,744
	B-B				3,17	1,29		1575,98	4554,58	34585,76		0,744
	C-C				3,17	1,29		1575,98	4554,58	34585,76		0,744
	D-D				3,17	1,29		1575,98	4554,58	34585,76		0,744
3	A-A	2,89	17,34	20,23	3,17	1,29	1213,50	1838,65	5313,69	30031,18	19597,86	0,652
	B-B				3,17	1,29		1838,65	5313,69	30031,18		0,652
	C-C				3,17	1,29		1838,65	5313,69	30031,18		0,652
	D-D				3,17	1,29		1838,65	5313,69	30031,18		0,652
2	A-A	2,89	20,23	23,12	3,17	1,29	1400,19	2101,32	6072,81	24717,49	13972,67	0,565
	B-B				3,17	1,29		2101,32	6072,81	24717,49		0,565
	C-C				3,17	1,29		2101,32	6072,81	24717,49		0,565
	D-D				3,17	1,29		2101,32	6072,81	24717,49		0,565
1	A-A	2,89	23,12	26,01	5,13	1,29	1586,88	1741,55	5033,08	18644,68	9027,95	0,484
	B-B				5,13	1,29		1741,55	5033,08	18644,68		0,484
	C-C				5,13	1,29		1741,55	5033,08	18644,68		0,484
	D-D				5,13	1,29		1741,55	5033,08	18644,68		0,484
ES	A-A	3,06	26,18	29,07	4,82	1,29	1051,18	1887,56	5775,93	13611,6	4957,68	0,364
	B-B				4,82	1,29		1887,56	5775,93	13611,6		0,364
	C-C				4,82	1,29		1887,56	5775,93	13611,6		0,364
	D-D				4,82	1,29		1887,56	5775,93	13611,6		0,364
RDC	A-A	4,5	30,68	33,57	3,20	1,29	1734,09	1741,26	7835,67	7835,67	1836,44	0,24
	B-B				3,20	1,29		1741,26	7835,67	7835,67		0,24
	C-C				3,20	1,29		1741,26	7835,67	7835,67		0,24
	D-D				3,20	1,29		1741,26	7835,67	7835,67		0,24

IV-6) Interprétation des résultats :**Inerties moyennes des portiques:**

- **Inertie moyennes longitudinal :**

NIVEAU	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ey} (m^4)$	12,53	11,13	9,52	9,03	7,21	7,14	6,02	2,88	3,99	2,8	1,68
$I_{moy}(m^4)$	6,7										

- **Inertie moyennes sens transversal:**

NIVEAU	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
$I_{ex} (m^4)$	4,96	4,408	3,8	3,636	2,92	2,976	2,608	2,26	1,936	1,456	0,96
$I_{moy} (m^4)$	2,90										

- ✓ **Pourcentage des inerties sens transversal :**

	Inertie (m^4)	%de participation
Portiques	2,9	45,04
Voiles	3,546	54,96
somme	6,44	100

- ✓ **Pourcentage des inerties sens longitudinal:**

	Inertie (m^4)	%de participation
Portiques	6,7	79,98
Voiles	1,677	20,02
somme	8,377	100

✓ **Conclusion** :

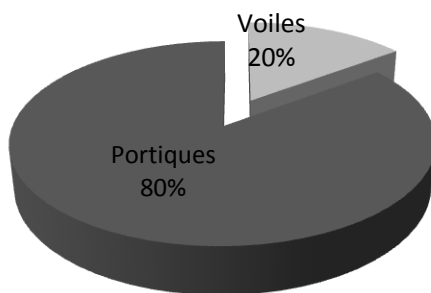
En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grande que celles des voiles.

D'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.

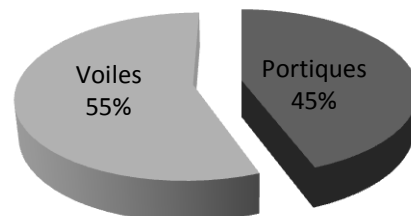
Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques**», les recommandations suivantes :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
2. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant.

Sens longitudinal



Sens Transversal



V-1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

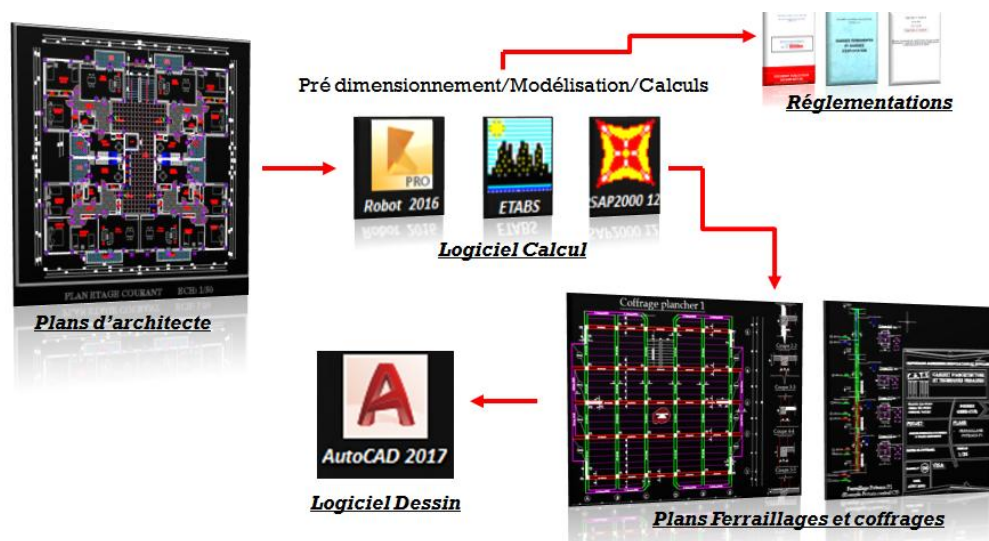
En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile et rapide, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Pour cela on a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

V-2) Un logiciel du calcul :

Est un logiciel destiné à modéliser analyser et dimensionner les différent types de structures les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure appartenant aux plans d'architecte.

**V-3) Terminologie :**

sachant que le logiciel ETABS est un logiciel de modélisation en langue anglaise, pour cela la connaissance de quelques termes anglais est nécessaire

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

MOTS CLEFS	TRADUCTION
Grid line	Ligne de grille
Element	Élément
Material	Matériau
Frame	Portique
Frame section	Coffrage
Restraints	Degrés de liberté (DDL)
Thickness	Epaisseur
Story	Etage
Load	Charge
Height	Hauteur
Column	Poteau
Beam	Poutre
Wall	Voile
Slab	Dalle
Steel	Acier
Concrete	Béton
Joints	Nœud

V-4) Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



V-4-1) Etapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suivra, nous présenterons les différentes interfaces et raccourci permettant cette phase.

- Choisir les unités

on choisie l'unité KN.m (les forces par KN et les distances par mètre).

- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

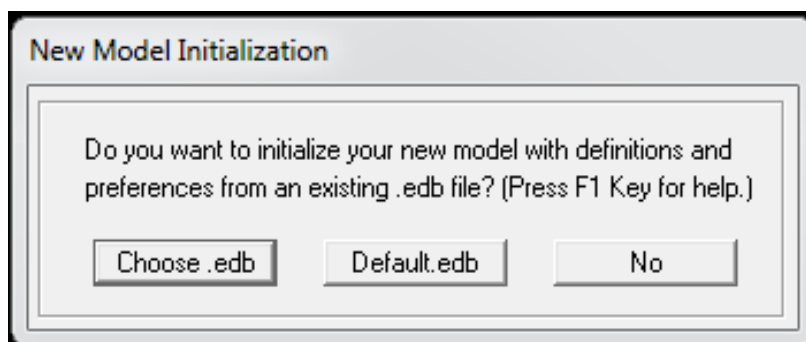
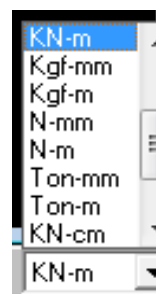


Figure V-1 : Interface d'initialisation du modèle.

-La boite de dialogue suivante apparait :

Figure V-2 : Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet :

- L'introduction du nombre d'axes,
- Le nombre de niveaux,
- La hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	2,86	Primary	Show	Top	
3	C	6,86	Primary	Show	Top	
4	D	10,86	Primary	Show	Top	
5		11,66	Secondary	Hide	Top	
6		13,16	Secondary	Hide	Top	
7	E	13,96	Primary	Show	Top	
8	F	17,96	Primary	Show	Top	
9	G	21,96	Primary	Show	Top	
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	3,95	Primary	Show	Left	
3	3	7,85	Primary	Show	Left	
4		9,64	Secondary	Hide	Left	
5	4	11,8	Primary	Show	Left	
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Figure V-3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment comme l'interface suivante le montre :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	TERASSE-1	2,5	36,07	No	NONE	No	0.
12	TERASSE	2,89	33,57	Yes		No	0.
11	ET8	2,89	30,68	No	ET1	No	0.
10	ET7	2,89	27,79	No	ET1	No	0.
9	ET6	2,89	24,9	No	ET1	No	0.
8	ET5	2,89	22,01	No	ET1	No	0.
7	ET4	2,89	19,12	No	ET1	No	0.
6	ET3	2,89	16,23	No	ET1	No	0.
5	ET2	2,89	13,34	No	ET1	No	0.
4	ET1	2,89	10,45	Yes		No	0.
3	ETS	3,06	7,56	No	RDC	No	0.
2	RDC	4,5	4,5	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2,5 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: No Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

Figure V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

• la définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal.

Material Property Data

Material Name: BETON25

Display Color: Color [Dark Gray]

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design: Design [Concrete]

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	13401750,

Design Property Data (Eurocode 2-2004)

Charact. Conc Cyl Strength, fck	2500,
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

Figure V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

En suite on introduire les coffrages des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :



Figure V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

Rectangular Section

Section Name: POTS45

Properties: Section Properties... **Property Modifiers**: Set Modifiers... **Material**: BETON25

Dimensions: Depth (t3) [0,45] Width (t2) [0,45]

Concrete: Reinforcement... **Display Color**: [Red]

OK Cancel

Rectangular Section

Section Name: PP

Properties: Section Properties... **Property Modifiers**: Set Modifiers... **Material**: BETON25

Dimensions: Depth (t3) [0,4] Width (t2) [0,3]

Concrete: Reinforcement... **Display Color**: [Yellow]

OK Cancel

- Introduire les coffrages des éléments plans (dalles et voiles) en utilisant le raccourci suivant :



Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ■

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate

☐ Thick Plate




Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ■

Figure V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et les dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

- Pour les poteaux : 
- Pour les poutres : 
- Pour les dalles et les voiles : 

IV-4-2) Etape de chargement :

Pour charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant :



FigureV-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines en utilisant le raccourci suivant :



Figure V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- On définit le spectre du RPA à partir de logiciel **RPA99** ci-dessous :



Qui permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- La zone : II_a
- Le groupe d'usage : 2 (bâtiments a usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement R : contreventement mixte (R =5).
- Le coefficient d'amortissement A : A = 10% (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)
- Site : S3. (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma P_q$: Q=1

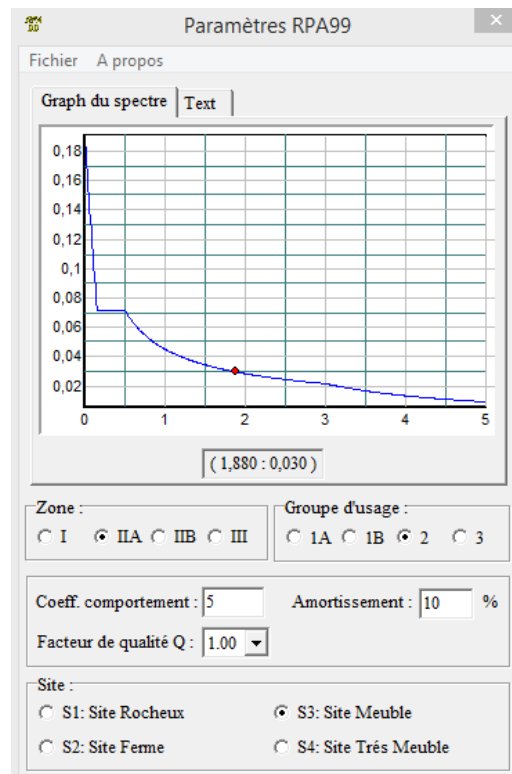


Figure V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:



Response Spectrum Function Definition

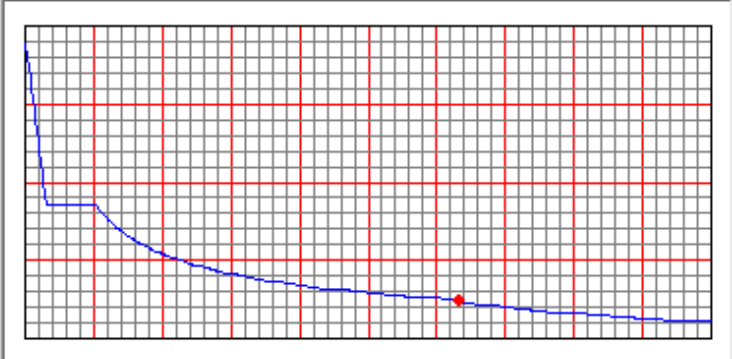
Function Name <input style="width: 150px;" type="text" value="RPAX"/>		Function Damping Ratio <input style="width: 50px;" type="text" value="0.1"/>
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"><div style="width: 45%;"><p>Function File</p><p>File Name <input style="width: 100px;" type="text" value="c:\users\cbs\computer\contacts\desktop\modilisation\spectre.txt"/> <input style="float: right;" type="button" value="Browse..."/></p><p>Header Lines to Skip <input style="width: 50px;" type="text" value="0"/></p><div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"><input type="button" value="Convert to User Defined"/> <input type="button" value="View File"/></div></div><div style="width: 50%;"><p>Values are:</p><p><input type="radio"/> Frequency vs Value</p><p><input checked="" type="radio"/> Period vs Value</p></div></div>		
<div style="border: 1px solid gray; padding: 10px; margin-top: 10px;"><p>Function Graph</p><div style="text-align: center;"></div><div style="display: flex; justify-content: center; margin-top: 10px;"><input type="button" value="Display Graph"/> <input style="width: 100px;" type="text" value="(3,1679 , 0,024)"/></div></div>		
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"><input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/></div>		

Figure.V-11 : Interface d'introduction du spectre.

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



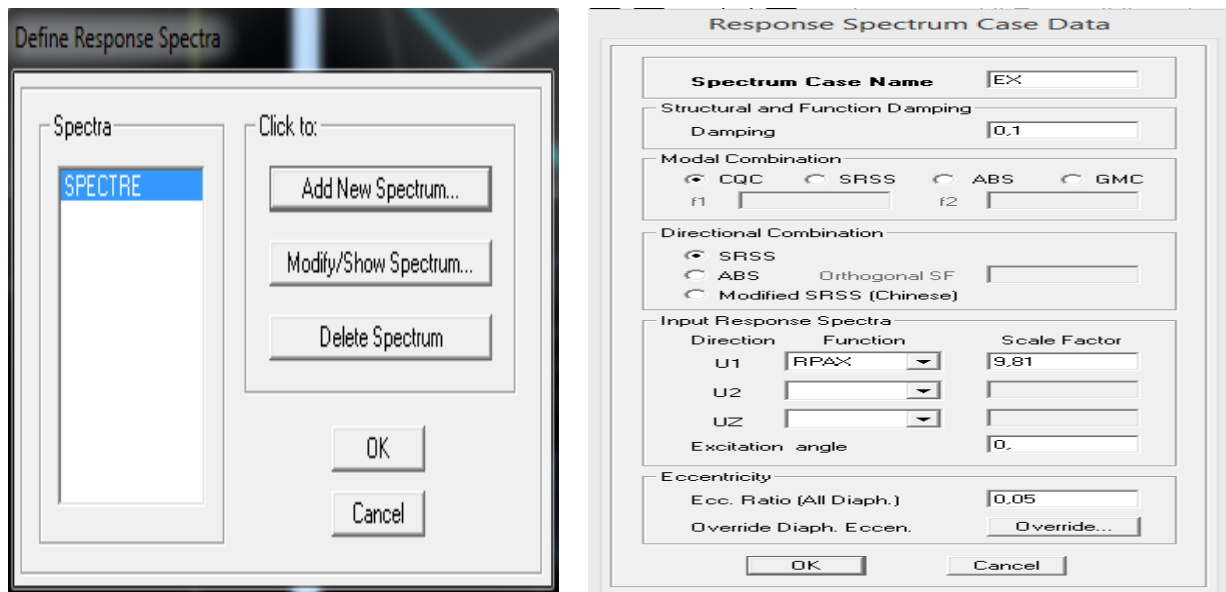


Figure V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :

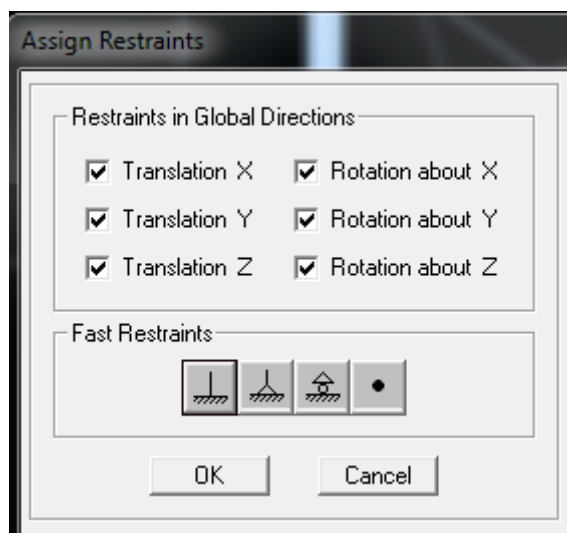
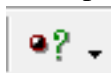


Figure V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

Pour notre structure on un encastrement donc on clic sur la fenêtre :



- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant :



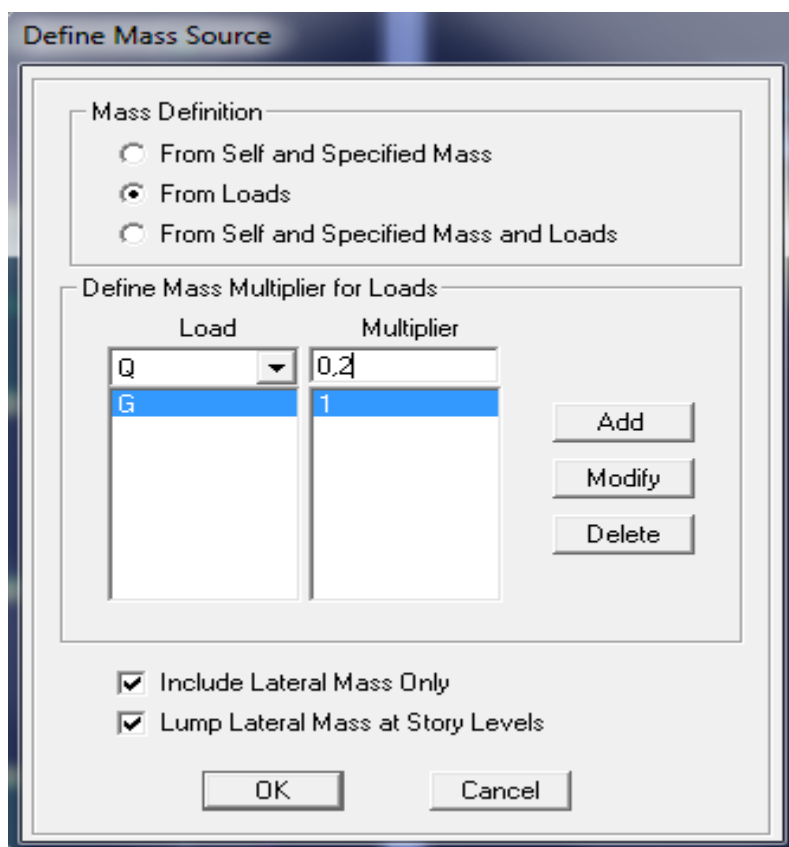


Figure V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

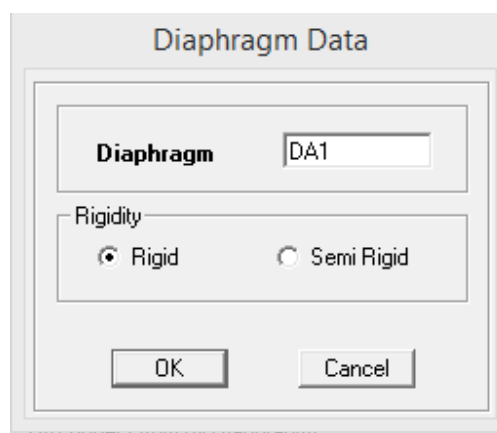
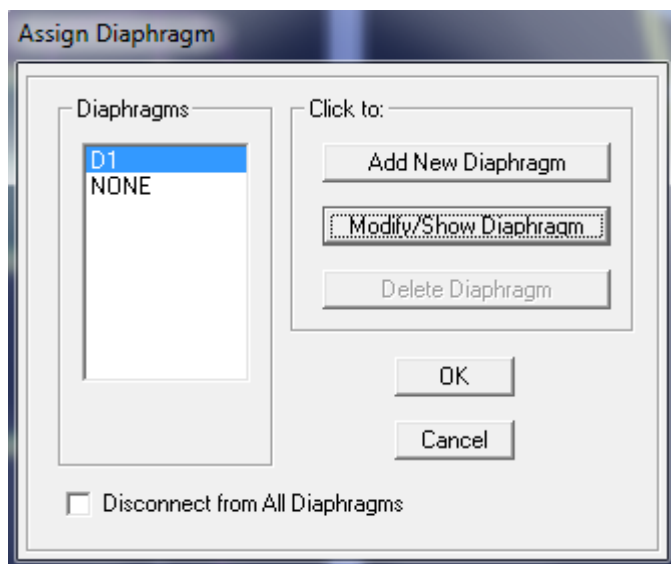
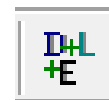


Figure V-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :



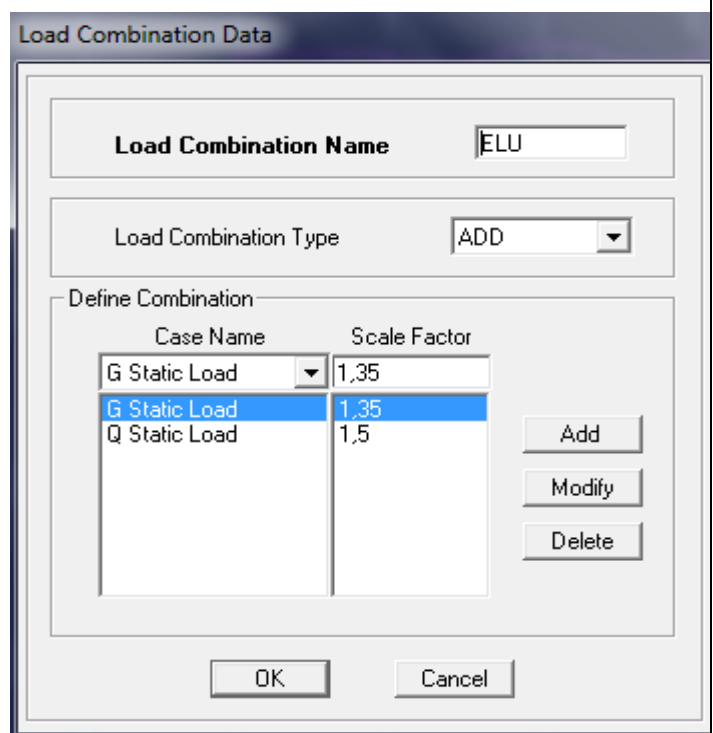
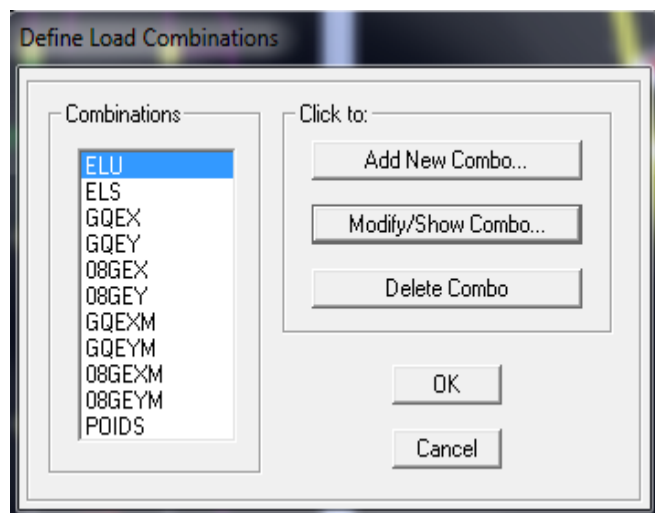


Figure V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

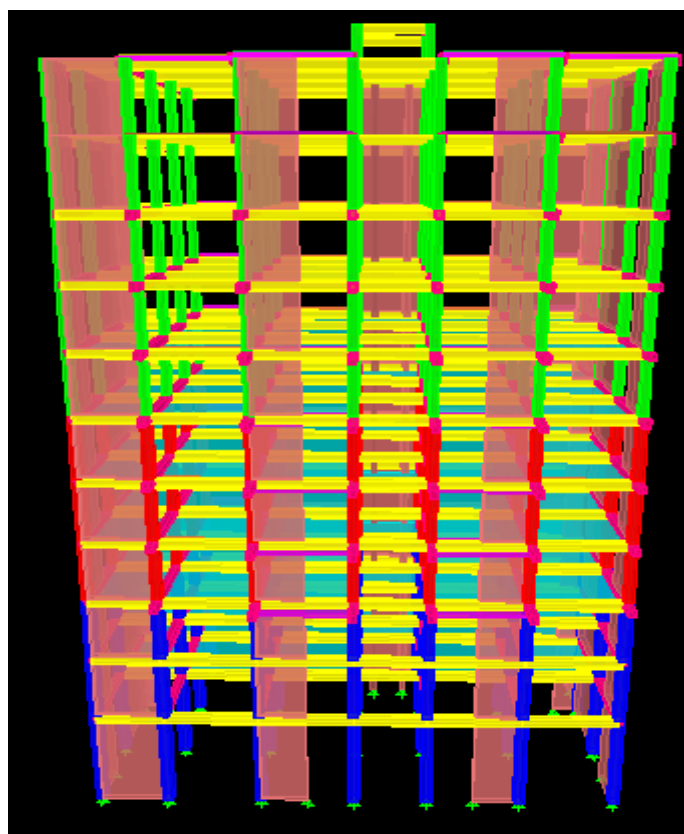


Figure V-17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

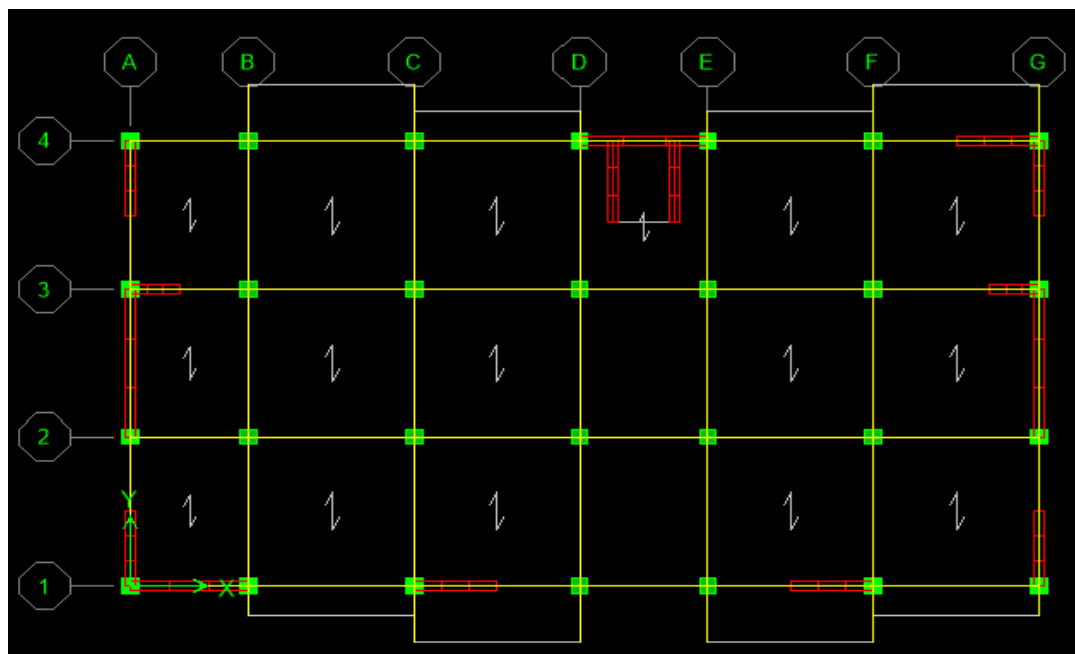


Figure V-18 : Vue en plan de la structure.

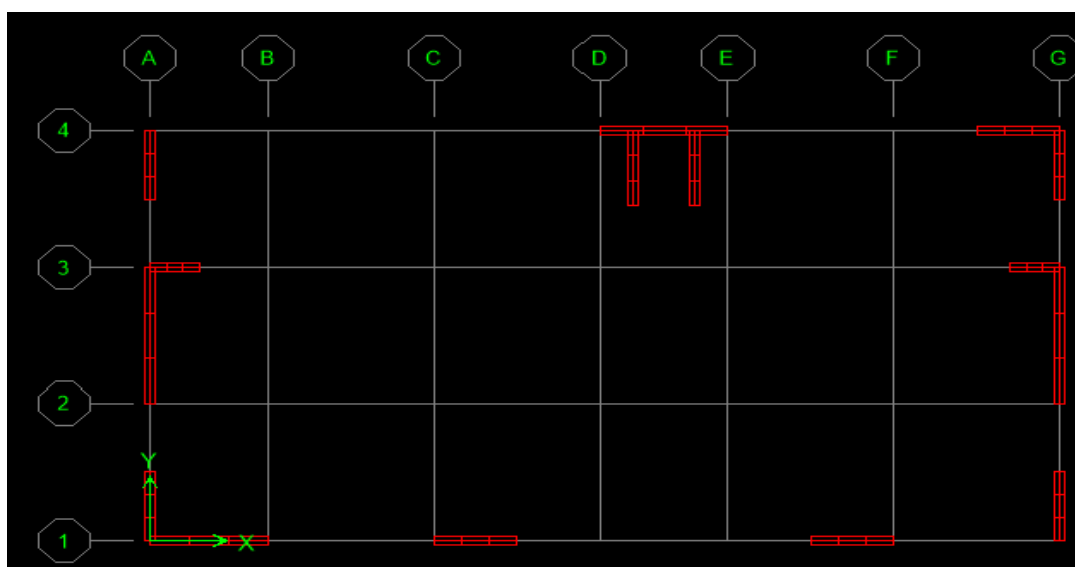
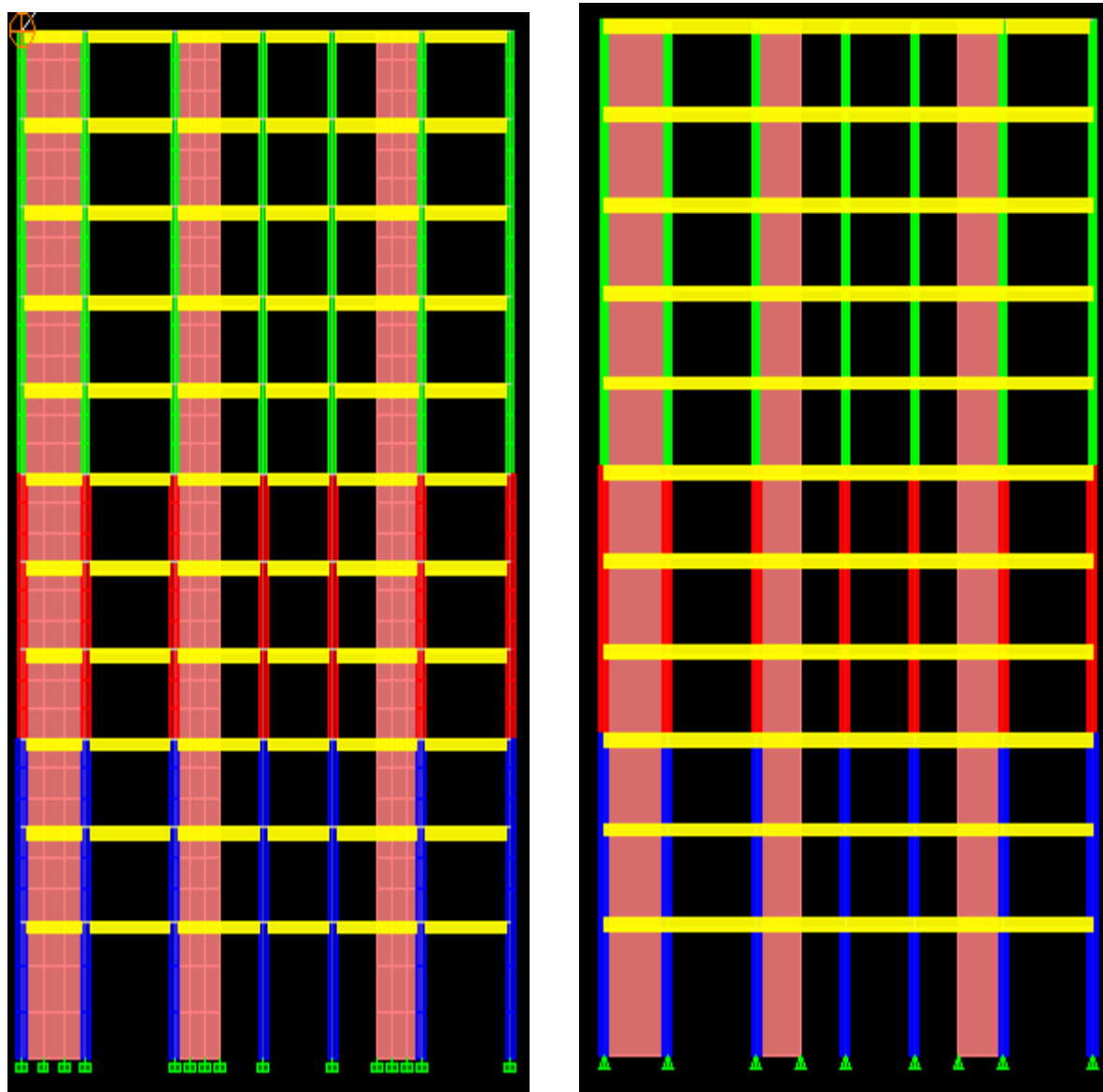


Figure V-19 : Vue en plan des voiles

Figure V-20 : voile en élévation après et avant le maillage.



VI-1) Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. La période
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'excentricité.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

VI-2-1) Vérification de la période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$T_{\text{empirique 1}} = \min \left\{ 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right\} = \min \left\{ 0,09 \times \frac{36,07}{\sqrt{22,43}} ; 0,05 \times 36,07^{3/4} \right\} = 0,685s$$

$$T_{\text{empérique } 2} = \min \left\{ 0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right\} = \min \left\{ 0,09 \times \frac{36,07}{\sqrt{15,10}}; 0,05 \times 36,07^{3/4} \right\} = 0,735 \text{ s}$$

$$T_{1\text{etabs}} = 0,882 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empérique } 1} = 1,3 \times 0,685 = 0,890 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_{2\text{etabs}} = 0,72 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empérique } 2} = 1,3 \times 0,735 = 0,955 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,882548	72,9626	1,5642	72,9626	1,5642	0,0000
	2	0,720028	1,5190	72,4306	74,4816	73,9949	0,2318
	3	0,510221	0,0387	0,2345	74,5203	74,2294	74,2518
	4	0,235318	15,1630	0,3489	89,6833	74,5783	0,0078
	5	0,184364	0,3820	15,4281	90,0653	90,0064	0,0289
	6	0,132439	0,0031	0,0237	90,0684	90,0301	15,6197
	7	0,104531	4,7812	0,1413	94,8496	90,1714	0,0085
	8	0,093457	0,0753	0,6539	94,9249	90,8253	0,0168
	9	0,083837	0,2162	0,0677	95,1412	90,8930	0,0204
	10	0,079086	0,0093	1,2601	95,1504	92,1531	0,0801
	11	0,078251	0,2253	3,2465	95,3757	95,3996	0,0290
	12	0,059297	1,7021	0,0501	97,0779	95,4497	1,6646

Tableau VI-1: tableau des périodes et Pourcentage de participation de la masse modale

VI-2-2) Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y) par rapport à Art 4.3.4 RPA99/version 2003.

Selon le tableau VI-1 la somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au cinquième mode dans le sens(x-x) et dans le sens (y-y).

D'où la condition du RPA est vérifiée.

VI-2-3) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$. (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.

$$|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x.$$

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\% L_y.$$

Avec:

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
►	RDC	DA1	10,886	6,635	11,060	6,217
	ETS	DA2	10,874	6,687	10,922	6,304
	ET1	DA3	10,981	6,032	10,840	6,288
	ET2	DA4	10,985	6,034	10,785	6,236
	ET3	DA5	10,985	6,034	10,743	6,169
	ET4	DA6	10,989	6,036	10,709	6,098
	ET5	DA7	10,993	6,037	10,682	6,021
	ET6	DA8	10,993	6,037	10,658	5,940
	ET7	DA9	10,993	6,037	10,637	5,861
	ET8	DA10	10,991	6,037	10,619	5,792
	TERASSE	DA11	11,159	6,037	10,605	5,738
	TERASSE-1	DA12	12,410	9,825	12,339	9,743

➤ **Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx$$

Story	Diaphragma	XCM	XCR	$ XCM - XCR $	5% Lx	condition
RDC	DA1	10,886	11,06	0,174	1,123	vérifiée
ETS	DA2	10,874	10,922	0,048	1,123	vérifiée
ET1	DA3	10,981	10,84	0,141	1,123	vérifiée
ET2	DA4	10,985	10,785	0,2	1,123	vérifiée
ET3	DA5	10,985	10,743	0,242	1,123	vérifiée
ET4	DA6	10,989	10,709	0,28	1,123	vérifiée
ET5	DA7	10,993	10,682	0,311	1,123	vérifiée
ET6	DA8	10,993	10,658	0,335	1,123	vérifiée
ET7	DA9	10,993	10,637	0,356	1,123	vérifiée
ET8	DA10	10,991	10,619	0,372	1,123	vérifiée
TERASSE	DA11	11,159	10,605	0,554	1,123	vérifiée
TERASSE-1	DA12	12,41	12,339	0,071	1,123	vérifiée

Tableau VI-3: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

➤ Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5 \% Ly.$$

Story	Diaphragma	YCM	YCR	YCM	5% Ly	condition
RDC	DA1	6,635	6,217	0,418	0,755	vérifiée
ETS	DA2	6,687	6,304	0,383	0,755	vérifiée
ET1	DA3	6,032	6,288	0,256	0,755	vérifiée
ET2	DA4	6,034	6,236	0,202	0,755	vérifiée
ET3	DA5	6,034	6,169	0,135	0,755	vérifiée
ET4	DA6	6,036	6,098	0,062	0,755	vérifiée
ET5	DA7	6,037	6,021	0,016	0,755	vérifiée
ET6	DA8	6,037	5,94	0,097	0,755	vérifiée
ET7	DA9	6,037	5,861	0,176	0,755	vérifiée
ET8	DA10	6,037	5,792	0,245	0,75	vérifiée
TERASSE	DA11	6,037	5,738	0,299	0,755	vérifiée
TERASSE-1	DA12	9,825	9,743	0,082	0,755	vérifiée

Tableau VI-4: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

VI-2-4) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

– Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **0,8V/V_t**

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

W_t : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

❖ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	P.q.	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan.	0	/
Régularité en élévation.	0	/
Contrôle de qualité des matériaux	0	/
Suive sur le chantier	0	/

$$D'ou : \begin{cases} Q_x = 1,00 \\ Q_y = 1,00 \end{cases}$$

❖ Coefficient d'accélération de zone A:

Dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage} = 2 \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \text{D'après le tableau (Tab 4.1)} \Rightarrow A = 0,15$$

❖ Coefficient de comportement R

$R = 5$ (structure mixte avec interaction).

❖ Facteur d'amplification moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \times (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} \times (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$T_{ETABS} = 0,882[s].$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 3 donc $T_2 = 0,5[s]$ (Site meuble)

$$T_2 = 0,5s \leq T_{etabs} = 0,882 s \leq 3s \text{ donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci – après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), on prend :

$$\xi = 10\%$$

D'où $\eta = 0,76 > 0,7 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\text{Alors : } D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5/0,882)^{2/3} = 1,3$$

❖ **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Du logiciel ETABS

$$W_t = 35192,14 [KN].$$

➤ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur de qualité Q	1,00
Coefficient de comportement R	5
Facteur d'amplification dynamique D	1,3
Le poids total de la structure W_t	35192,14

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,3 \times 1}{5} \times 35192,14 = 1372,5 [KN]$$

❖ Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Spec	Mode	Dir	F1	Spec	Mode	Dir	F2
EX	1	U1	1454,84	EY	1	U2	31,19
EX	2	U1	34,40	EY	2	U2	1640,06
EX	3	U1	1,11	EY	3	U2	6,74
EX	4	U1	440,70	EY	4	U2	10,14
EX	5	U1	11,10	EY	5	U2	448,41
EX	6	U1	0,10	EY	6	U2	0,78
EX	7	U1	188,78	EY	7	U2	5,58
EX	8	U1	3,17	EY	8	U2	27,53
EX	9	U1	9,55	EY	9	U2	2,99
EX	10	U1	0,42	EY	10	U2	56,91
EX	11	U1	10,22	EY	11	U2	147,27
EX	12	U1	84,84	EY	12	U2	2,50
EX	All	All	1565,69	EY	All	All	1743,30

On relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 1565,69[KN]$$

$$V_{y dyn} = F_2 = 1743,30[KN]$$

$$\begin{cases} V_{xdyn} = 1565,69 > 0,80 \times 1372,5 = 1098 \\ V_{y dyn} = 1743,30 > 0,80 \times 1372,5 = 1098 \end{cases} \text{ condition vérifiée.}$$

Conclusion : $V_{etabs} > 0,8 V_{MSE} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

VI-2-5) Déplacement relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $(k-1)$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant EX :

Story	Diaphragma	Load	UX (cm)	Δ_K (cm)	1% h étage	CONDITION
TERASSE-1	DA12	EX	0,01686777	0,00076136	0,0250	Vérifiée
TERASSE	DA11	EX	0,01610641	0,00140811	0,0289	Vérifiée
ET8	DA10	EX	0,01469830	0,00148805	0,0289	Vérifiée
ET7	DA9	EX	0,01321025	0,00157591	0,0289	Vérifiée
ET6	DA8	EX	0,01163434	0,00165251	0,0289	Vérifiée
ET5	DA7	EX	0,00998183	0,00169871	0,0289	Vérifiée
ET4	DA6	EX	0,00828312	0,00168847	0,0289	Vérifiée
ET3	DA5	EX	0,00659465	0,00164645	0,0289	Vérifiée
ET2	DA4	EX	0,00494820	0,00154398	0,0289	Vérifiée
ET1	DA3	EX	0,00340422	0,00136476	0,0289	Vérifiée
ETS	DA2	EX	0,00203946	0,00081401	0,0306	Vérifiée
RDC	DA1	EX	0,00122545	0,00122545	0,045	Vérifiée

Suivant y-y :

Story	Diaphragma	Load	UY	$\Delta\delta_K$	1% étage	CONDITION
TERASSE-1	DA12	EY	0,013350	0,000691	0,0250	Vérifiée
TERASSE	DA11	EY	0,012659	0,00112	0,0289	Vérifiée
ET8	DA10	EY	0,011539	0,001183	0,0289	Vérifiée
ET7	DA9	EY	0,010356	0,001247	0,0289	Vérifiée
ET6	DA8	EY	0,009109	0,001303	0,0289	Vérifiée
ET5	DA7	EY	0,007806	0,001338	0,0289	Vérifiée
ET4	DA6	EY	0,006468	0,001337	0,0289	Vérifiée
ET3	DA5	EY	0,005131	0,001300	0,0289	Vérifiée
ET2	DA4	EY	0,003831	0,001212	0,0289	Vérifiée
ET1	DA3	EY	0,002619	0,001066	0,0289	Vérifiée
ETS	DA2	EY	0,001553	0,000900	0,306	Vérifiée
RDC	DA1	EY	0,000653	0,000653	0,0405	Vérifiée

VI-2-6) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

• Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{eme} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P – Delta peut être négligé.

Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Avec :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k – 1»

h_k: hauteur d'étage «k».

Story	P	sens x-x			sens y-y		
		Δ _k (x)	V _{xk} *H	θ _x	Δ _k (y)	V _{yk} *H	θ _y
TERASSE-1	143,19	0,00076136	51,975	0,00209753	0,000691	56,9	0,00173892
TERASSE	3815,38	0,00140811	988,0043	0,0054377	0,00112	1074,8199	0,00397576
ET8	6954,62	0,00148805	1679,2056	0,00616293	0,001183	1859,4549	0,00442458
ET7	10090,73	0,00157591	2230,0396	0,00713085	0,001247	2485,5445	0,00506253
ET6	13226,85	0,00165251	2703,3638	0,0080853	0,001303	3023,229	0,00570072
ET5	16362,96	0,00169871	3115,9691	0,00892047	0,001338	3504,4429	0,0062474
ET4	19574,94	0,00168847	3477,0746	0,00950561	0,001337	3923,4929	0,00667051
ET3	22786,91	0,00164645	3792,4603	0,00989266	0,0013	4270,0328	0,00693741
ET2	25998,89	0,00154398	4057,6178	0,00989294	0,001212	4554,0909	0,0069192
ET1	29296,85	0,00136476	4283,0667	0,00933517	0,001066	4797,0243	0,00651038
ETS	31987,29	0,00081401	4691,0412	0,00555057	0,0009	5239,944	0,00549406
RDC	35192,14	0,00122545	7046,055	0,00612062	0,000653	7844,94	0,00292934

TableauVI. 5: Vérification de l'effet P – Δ

On constate que **θ_X** et **θ_Y** sont inférieurs à « **0,1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI-2-7) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{Avec :}$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Story	N_d	B_c	f_{c28}	$N_d / (B_c * f_{c28})$	$\leq 0,3$	condition
Terrasse-1	54,23	0,1225	25000	0,017	0,3	vérifiée
Terrasse	174,51	0,1225	25000	0,057	0,3	vérifiée
ET8	278,71	0,1225	25000	0,091	0,3	vérifiée
ET7	402,84	0,1225	25000	0,131	0,3	vérifiée
ET6	536,2	0,1225	25000	0,175	0,3	vérifiée
ET5	671,6	0,1225	25000	0,219	0,3	vérifiée
ET4	809,66	0,16	25000	0,202	0,3	vérifiée
ET3	948,48	0,16	25000	0,237	0,3	vérifiée
ET2	1090,39	0,16	25000	0,272	0,3	vérifiée
ET1	1189,3	0,2025	25000	0,235	0,3	vérifiée
RTS	1387,87	0,2025	25000	0,274	0,3	vérifiée
RDC	1478,28	0,2025	25000	0,292	0,3	vérifiée

TableauVI. 6: Vérification de l'effort normal

VII-A) Ferraillage des poteaux :**VII-A-1) Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$1,35G+1,5Q$	ELU
$G+Q$	ELS
$G+Q\pm E$	RPA99 version2003
$0,8\pm E$	RPA99 version2003

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.

On distingue trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VII-A-2) Recommandations du R.P.A. 2003 :➤ **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal est de 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est $\emptyset 12$.

-La longueur de recouvrement minimale est de 40Φ en zone II a.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VII-A-3) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

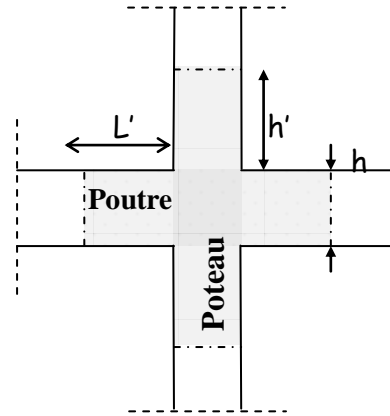


Figure VII-A-1: Délimitation de la zone

On aura :

➤ Pour L' :

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutres principales de (40×30) .

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutres secondaires de (35×30) .

➤ Pour h' :

- **RDC**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{450}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 75 \text{ cm}$$

- **Les autres étages**

$$h' = 60 \text{ cm}$$

VII-A-4) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots (\text{R. P. A. Version 2003, Art. 7. 4. 2. 2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone II a :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VII-A-5) Calcul du ferraillage :

VII-A-5-1) Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de

$$e = M/N.$$

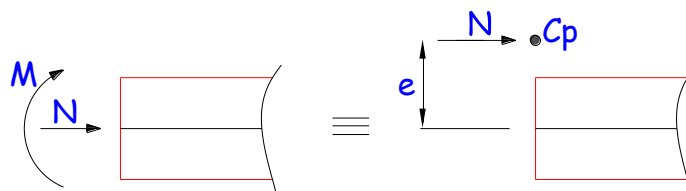


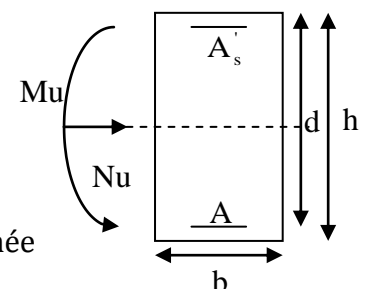
Figure VII-A-2 : Section en flexion composée.

➤ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

• **Armatures longitudinales :**

Etapes de calcul :

– Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée



– Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

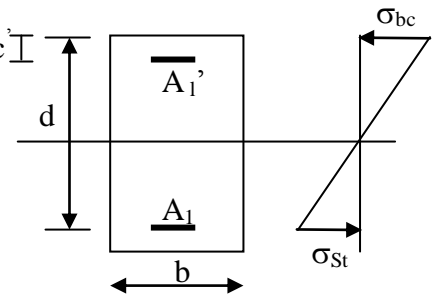
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



► Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

VII-A-5-2) Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

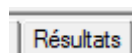
On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

The screenshot shows the SOCOTEC software interface with the following data entered:

- Matériaux:**
 - Contrainte béton : $f_{cj} = 25$ MPa
 - Limite élast. acier : $f_e = 400$ MPa
 - Coeff. acier/béton : $n = 15$
- Géométrie:**
 - Largeur : $b = 0,4$ m
 - Hauteur : $h = 0,4$ m
 - Pos. cdg armatures sup. : $d' = 0,03$ m
 - Pos. cdg armatures inf. : $c = 0,03$ m
- Calcul aux ELU:**
 - Effort normal : $N_u = 1802,8$ kN
 - Moment fléchissant : $M_u = -1,79$ kN*m
- Coefficients:**
 - durée chargement : $\theta = 1$
 - sécurité du béton : $\gamma_b = 1,5$
 - sécurité de l'acier : $\gamma_s = 1,15$
- Convention signes:**
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration:**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature:**
 - ☐ rond lisse
 - ☒ barre HA
 - ☐ barre HA
- Sections d'armatures:**
 - supérieures : cm²
 - inférieures : cm²
- Diagramme:** A rectangular cross-section diagram with width b and height h , showing the center of gravity (CG) at the center.

Figure VII-A-3) caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats



Puis la fenêtre suivante s'affiche :

The screenshot shows the 'Résultats' window in the SOCOTEC software. The 'Résultats aux ELU : Sections d'armatures' section is highlighted, showing:

- supérieures : 0 cm²
- inférieures : 0 cm²

The 'Section entièrement comprimée.' message is displayed below. The 'Résultats aux ELS : Contraintes' section shows calculated and limit values for concrete and reinforcement stresses. A diagram of the cross-section is shown on the right, with dimensions $b = 0,5$ and $h = 0,5$.

VII-A-5-3) Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux et leurs ferraillages longitudinaux :

Story	Load	N	M	e (m)	((h/2)-c)	OBS	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	ferraillage	A _{adopte}
RDC/2	ELU	N _{max} =2134,08	M _{2cor} =0,711	0,0003	0,205	SEC	0	0	16,2	4HA20 Et 4HA12	17, 08
			M _{3cor} =-0,39	0,0001			0	0			
	08GEX	N _{min} =0,2	M _{2cor} =-1,04	5,2			0	0,07			
			M _{3cor} =-2,753	13,765			0	0,18			
	GQEX	N _{cor} =85,24	M _{2max} =30,905	0,363			0	0,86			
		N _{cor} =887,85	M _{3max} =-79,744	11,133			0	0			
NIV 3/5	ELU	N _{max} =1498,18	M _{2cor} =-3,985	0,0026	0,18	SEC	0	0	12,8	4HA16 Et 4HA12	14, 19
			M _{3cor} =-3,304	0,0022			0	0			
	08GEX	N _{min} =0,24	M _{2cor} =0,696	2,9			0	0,05			
			M _{3cor} =-3,482	14,508			0	0,26			
	GQEX	N _{cor} =651,57	M _{2max} =28,587	0,044			0	0			
		N _{cor} =501,96	M _{3max} =-87,953	0,175			1,05	0			
NIV 6/9	ELU	N _{max} =921,93	M _{2cor} =-5,403	0,005	0,155	SEC	0	0	9,8	4HA14 Et 4HA12	10, 67
			M _{3cor} =-4,459	0,004			0	0			
	08GEX	N _{min} =0,02	M _{2cor} =0,718	35,9			0	0,06			
			M _{3cor} =0,814	40,7			0	0,07			
	GQEX	N _{cor} = 151,48	M _{2max} =29,385	0,193			0	0,51			
		N _{cor} =83,95	M _{3max} =-76,99	0,917			6,25	0			

$A_{s \text{ calculé}} = 0$ car les dimensions des poteaux sont élevées.

Pour chaque cas $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$ condition vérifiée.

VII-A-5-4) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VII-A-5-5) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 06,67 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

✓ Conclusion :

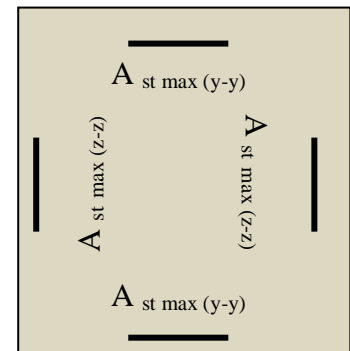
○ Poteaux 45×45 :

• Les Armatures longitudinales :

On a selon :

Le sens y – y : $A_{st}^{\text{max}} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens z – z : $A_{st}^{\text{max}} = 0,00 \text{ cm}^2$



✓ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant:

$$A_{\text{adopté}} = 4HA 20 + 4 HA12 = 17,02[\text{cm}^2]$$

• Les Armatures transversales :

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

○ Poteaux 40×40 :

• Les Armatures longitudinales :

On a selon :

Le sens y – y : $A_{st}^{\text{max}} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens z – z : $A_{st}^{\text{max}} = 0,00 \text{ cm}^2$

✓ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4HA16 + 4HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre+ un losange).

○ Poteaux 35×35 :

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{\max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{\max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

✓ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 14 + 4 \text{ HA } 12 = 10,67 \text{ cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre+ un losange).

VII-A-5-6) Vérification des armatures transversales :

➤ **Calcul des espacements :**

L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (35 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a: est la petite dimension du poteau.

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

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

✚ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10 \phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm} > 10\text{cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

✚ **En zone courante :**

$$S_t = 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VII-A-5-7) Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art.7.4.2.2) :

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\text{—Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{—Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \times b_1$$

—Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau .

✓ **Poteaux (45x45) :**

○ **RDC :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,5}{0,45} = 7,07 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition non vérifiée}$

○ **Etage de service :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,8 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0032$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0032 \times 10 \times 45 = 1,44 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0032 \times 15 \times 45 = 2,16 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition non vérifiée}$

○ **1^{er} étage :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,89}{0,45} = 4,54 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,00346$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,00346 \times 10 \times 45 = 1,557 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,00346 \times 15 \times 45 = 2,335 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition non vérifiée}$

Poteaux (40x40) :

○ **Etage 2, 3 et 4 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,89}{0,40} = 5,1 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **Poteaux (35 x35) :**

○ **Etage 5,6, 7, 8 et terrasse :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2,89}{0,35} = 5,84 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Remarque : D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales en zone courante ($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (45×45) cm^2 , alors pour cela on diminue l'espacement en zone courante.

✓ **Poteaux (45x 45) :**

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$ (zone courante)

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

RDC :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

Etage de service :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0032 \times 10 \times 45 = 1,44 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0032 \times 12 \times 45 = 1,728 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

1^{er} étage :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,00346 \times 10 \times 45 = 1,557 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,00346 \times 12 \times 45 = 1,868 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$

✓ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

Pour les **4 HA 20** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 80 \text{ cm.}$

Pour les **4 HA 16** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 64 \text{ cm.}$

Pour les **4 HA 14** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 56 \text{ cm.}$

Pour les **4 HA 12** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 48 \text{ cm.}$

✓ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}.$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 + 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentielles : (RPA99 version 2003/Art.7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

➤ **Poteaux (45×45) :**

○ **RDC**

▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{21,45 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,111 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{23,08 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,119 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 6,10 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

○ **Etage de service :**

▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{43,34 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,223 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{36,54 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,188 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 3,3 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

○ **1^{er} étage:**

▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{56,56 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,292 \text{ MPa}$$

- Sens z-z :

$$\tau_b = \frac{40,34 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,208 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 3,7 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

- ✓ **Poteaux (40 x40) :**

- Etage 2, 3, 4 :

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{62,95 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,414 \text{ MPa}$$

- Sens z-z :

$$\tau_b = \frac{31,34 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,206 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 5,1 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **condition vérifiée .**

- ✓ **Poteaux (35 x35) :**

- Etage 6, 7, 8, terrasse :

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{56,44 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,488 \text{ MPa}$$

- Sens z-z :

$$\tau_b = \frac{22,69 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,196 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 5,84 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

VII-A-7) Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_2) :

NIVEAU	N_s	M_s	A_s	σ_{bcS}	$\sigma_{bc\ i}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_{sS}	$\sigma_{s\ i}$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC/2	1551,55	0,518	17,08	5, 12	5, 20	15	76, 80	78, 00	348	Vérifiée
	284,86	1,066		0, 90	0, 53	15	13, 10	08, 32	348	Vérifiée
	642,48	9,541		3, 16	0, 66	15	45, 00	12, 30	348	Vérifiée
NIV 3/5	1089,14	2,908	14,19	4, 10	4, 73	15	62, 20	70, 30	348	Vérifiée
	136	-0,244		0, 93	0, 61	15	13, 60	09, 53	348	Vérifiée
	655,02	10,726		0, 00	4, 23	15	-11, 70	57, 30	348	Vérifiée
NIV 6/9	670,41	3,951	10,67	2, 79	3, 72	15	43, 00	54, 60	348	Vérifiée
	15,57	-1,16		0, 22	0, 00	15	02, 89	-1, 08	348	Vérifiée
	99,17	18,057		0, 00	7, 38	15	-100	65, 10	348	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_3) :

NIVEAU	N_s	M_s	A_s	σ_{bcS}	$\sigma_{bc\ i}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_{sS}	$\sigma_{s\ i}$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC/2	1551,55	-0,283	17,08	5, 16	5, 16	15	77, 40	77, 40	348	Vérifiée
	248,86	1,849		0, 92	0, 51	15	13, 40	08, 01	348	Vérifiée
	655,35	-33,927		2, 55	3, 81	15	39, 50	55, 90	348	Vérifiée
NIV 3/5	1089,14	-2,406	14,19	4, 39	4, 45	15	66, 90	66, 60	348	Vérifiée
	136	-0,035		0, 66	0, 88	15	10,20	12, 90	348	Vérifiée
	401,66	-45,87		1, 37	3,31	15	22, 80	47, 40	348	Vérifiée
NIV 6/9	670,41	-3,248	10,67	3, 19	3, 31	15	48, 10	49, 50	348	Vérifiée
	15,57	-0,064		0, 11	0, 03	15	01, 61	00, 57	348	Vérifiée
	78,44	-53,655		2,75	0, 00	15	35, 40	-21, 90	348	Vérifiée

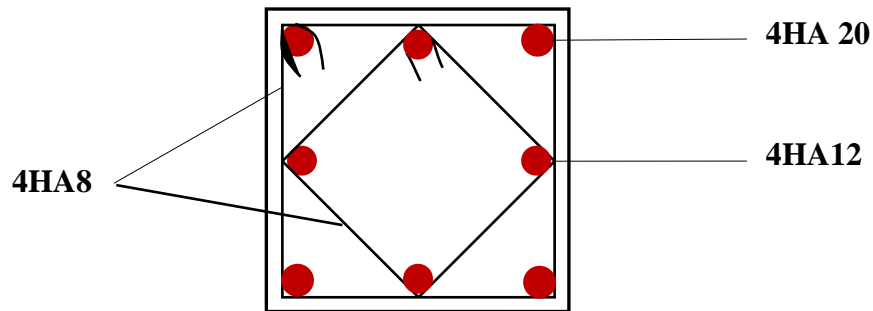
✓ **Conclusion** : Toutes les contraintes sont vérifiées.

VII-A-8) Schéma de ferraillage des poteaux :

➤ Poteaux (45×45) :

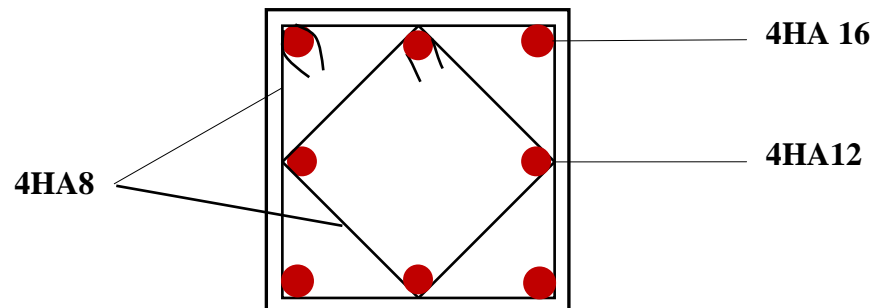
-Les armatures longitudinales : 4HA20+4 HA12= **17,08cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**.



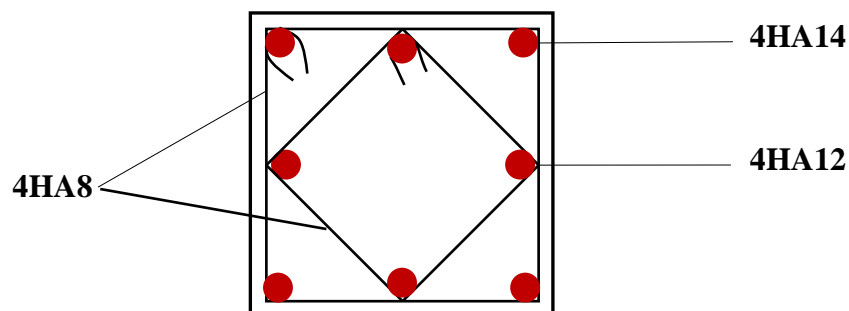
➤ **Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA12 = 14,19 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$



➤ **Poteaux (35×35) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$



VII-B) Ferraillage des poutres :**VII-B-1) Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII-B-2) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

$$\text{aux appuis: } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 99 version 2003} \\ 0,8 \pm E & \text{RPA99 version 2003} \end{cases}$$

VII-B-3) Recommandations du RPA99 version 2003 :**❖ Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :4% : en zone courante et 6% : en zone de recouvrement.

○ **En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2.$$

○ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2.$$

La longueur du recouvrement est de 40ϕ (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ Armatures transversales (art 7-5-2-2 de RPA99 version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $S_t = \min (h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre Φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-B-4) Etapes de calcul à L'ELU:

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.

➤ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

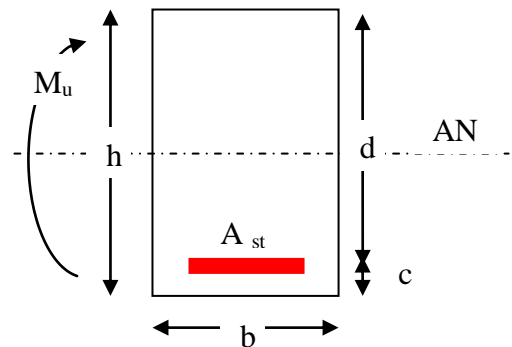
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et **0,379** pour les combinaisons accidentelles du **RPA**.

Si $\mu \leq \mu_l$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus

$$\text{alors : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Si $\mu \geq \mu_l$ la section est doublement armée c – à – d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$\text{On calcul: } \begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

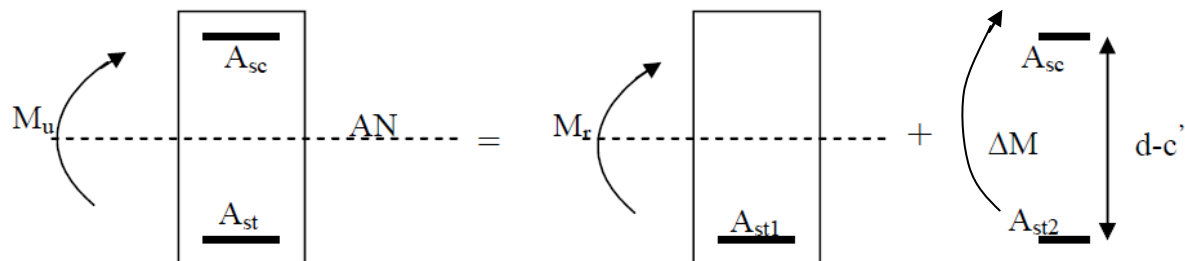
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4M_u$ (**Art BAEL B66**).

VII-B-4-1) Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

1. poutres principales :

a) Tableau VII-B-1 Ferrailage en travée :

Niveau	M	μ	OBS	β	A_s calculé	A_{min}	A adopté	A adopté
Terrasse	46,743	0,075	SSA	0,961	3,199	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
8	60,369	0,098	SSA	0,948	4,189	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
7	58,326	0,094	SSA	0,951	4,034	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
6	58,210	0,094	SSA	0,951	4,026	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
5	56,602	0,092	SSA	0,952	4,911	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
4	58,590	0,095	SSA	0,950	4,057	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
3	64,141	0,104	SSA	0,945	4,465	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
2	58,097	0,094	SSA	0,951	4,019	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
1	56,231	0,091	SSA	0,9525	3,883	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
ETS	55,176	0,089	SSA	0,9535	3,807	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
RDC	43,665	0,071	SSA	0,9635	2,981	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)

b) Tableau VII-B-2 Ferrailage aux appuis :

Niveau	M	μ	OBS	β	A_s calculé	A_{min}	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	-102,16	0,234	SSA	0,865	7,770	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
8	-124,99	0,286	SSA	0,841	9,777	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
7	-122,39	0,280	SSA	0,832	9,677	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
6	-123,75	0,283	SSA	0,8295	9,814	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
5	-122,65	0,281	SSA	0,831	9,170	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
4	-123,24	0,282	SSA	0,830	9,768	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
3	-123,02	0,282	SSA	0,830	9,751	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
2	-114,96	0,263	SSA	0,844	8,961	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
1	-105,71	0,242	SSA	0,859	8,096	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
ETS	-94,45	0,216	SSA	0,877	7,085	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)
RDC	-71,47	0,163	SSA	0,9115	5,158	6	10,65	3HA14+3HA16 (chapeau)

2. poutres secondaires :

a) Tableau VII-B-3 Ferrailage en travée:

Niveau	M	μ	OBS	β	A_s calculé	A_{min}	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	67,014	0,144	SSA	0,9220	5,506	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
8	78,848	0,169	SSA	0,9065	6,589	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
7	84,386	0,181	SSA	0,8995	7,107	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
6	90,088	0,194	SSA	0,8910	7,659	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
5	94,88	0,204	SSA	0,8850	8,121	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
4	98,003	0,211	SSA	0,8800	8,436	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
3	98,001	0,211	SSA	0,8800	8,436	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
2	94,507	0,203	SSA	0,8855	8,085	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
1	86,595	0,186	SSA	0,8960	7,321	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
ETS	74,155	0,159	SSA	0,9130	6,153	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
RDC	55,059	0,118	SSA	0,9370	4,451	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)

b) Tableau VII-B-4 Ferrailage aux appuis :

Niveau	M	μ	OBS	β	A_s calculé	A_{min}	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	-80,40	0,173	SSA	0,9055	6,726	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
8	-93,34	0,201	SSA	0,8865	7,976	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
7	-98,18	0,211	SSA	0,8800	8,452	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
6	-102,9	0,221	SSA	0,8735	8,924	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
5	-104,6	0,225	SSA	0,8710	9,097	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
4	-106,7	0,229	SSA	0,8695	9,296	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
3	-107,2	0,231	SSA	0,8665	9,372	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
2	-102,3	0,220	SSA	0,8740	8,867	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
1	-92,65	0,199	SSA	0,8880	7,904	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
ETS	-79,31	0,171	SSA	0,9055	6,635	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
RDC	-59,20	0,127	SSA	0,9315	4,814	5,25	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)

✓ Conclusion :❖ **Poutre principale :**

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

✓ De RDC à 9^{ième} étage :➤ **En travée :**

$$(3\text{HA}12 \text{ filantes inf} + 3\text{HA}12 \text{ chapeaux inf} + 3\text{HA}12 \text{ de montage}) = 10,18 > A_{\min} = 6\text{cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

$$(3\text{HA}14 \text{ filantes sup} + 3\text{HA}16 \text{ chapeaux sup} + 3\text{HA}12 \text{ de montage}) = 14,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6\text{cm}^2$$

❖ **Poutre secondaire :**

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

✓ De RDC à 9^{ème} étage :➤ **En travée :**

$$(3\text{HA}12 \text{ filantes inf} + 3\text{HA}16 \text{ chapeaux sup} + 3\text{HA}12 \text{ de montage}) = 12,81\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$(3\text{HA}12 \text{ filantes sup} + 3\text{HA}16 \text{ chapeaux sup} + 3\text{HA}12 \text{ de montage}) = 12,81\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$$

VII-B-4-2) Vérifications à l'ELU :**VII-B-4-2-1) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99)**

$$A_{s\text{adopté}} \geq A_{\min}$$

A. Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38[\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 6,78 > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2 \quad (\text{en travée}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 10,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,38\text{cm}^2 \quad (\text{aux appuis}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B. Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2[\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 9,42\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad (\text{en travée}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 9,42\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,2\text{cm}^2 \quad (\text{aux appuis}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII-B-4-2-2) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99) :

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Sens principal : (3HA12+3HA12)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3,14 \times 6 \times 1,2 = 22,60 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{150,27 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,38 \times 0,226} = 1,944 [\text{MPa}]$$

$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}] > 1,944 [\text{MPa}] \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Sens secondaire : (3HA12+3HA16)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3,14 \times (3 \times 1,2 + 3 \times 1,6) = 26,4 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{115,16 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,33 \times 0,264} = 1,47 [\text{MPa}]$$

$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [\text{MPa}] > 1,47 [\text{MPa}] \Rightarrow$ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

VII-B-4-2-3) Vérification de la contrainte tangentielle :(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

tel que $\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 [\text{MPa}]$ La fissuration est peu nuisible.

➤ **Sens principal :**

$$V_u^{\max} = 166,99 \text{KN.}$$

D'où : $\tau_u = \frac{150,27 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,32 < \overline{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u^{\max} = 67,02 \text{KN.}$$

D'où : $\tau_u = \frac{115,16 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,16 < \overline{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

VII-B-4-2-4.Influence de l'effort tranchant aux appuis :

🚦 **Influence sur le béton (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\text{Il faut vérifier que: } V_u \leq \overline{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ **Sens principal :**

$$\overline{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 684,14 [\text{KN}]$$

$$V_u = 166,99 < \overline{V}_u = 684,14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\overline{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 594,11 \text{ [KN].}$$

$$V_u = 67,02 < \overline{V}_u = 594,11 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ **Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BEAL 91modifié 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$; on doit prolonger au – delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$\text{D'où: } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right).$$

Avec : M_u est pris avec son signe.

$$\text{Si: } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ **Sens principal :**

$$\left(150,27 - \frac{124,99}{0,9 \times 0,38} \right) = -215,19 < 0$$

✚ **Sens secondaire :**

$$\left(115,16 - \frac{107,2}{0,9 \times 0,33} \right) = -245,78 < 0$$

Conclusion : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

VII-B-4-2-5) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_s = 50 \text{ [cm]}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91modifiée 99 Art A.6.1 ,21).

$$\text{Pour } \emptyset = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 20 \text{ [cm]}$$

VII-B-4-2-6.Calcul des armatures transversales :

A. Poutres principales :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ [cm]}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

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

B. Poutres secondaires:

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm}\right) = 8,75[\text{cm}]$

On prend : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$

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

VII-B-4-2-7) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) \text{ en cm.}$$

ϕ_l : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

✚ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min(1,14 ; 1,2 ; 3)$$

✚ **Poutres secondaire :**

$$\phi_t \leq \min(1 ; 1,2 ; 3)$$

Remarque :

✚ On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

✚ Soit un cadre et un étrier en HA8.

✚ On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✚ Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VII-B-4-2-8) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 [\text{cm}^2]$

$$A_t^{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII-B-4-2-9) Délimitation de la zone nodale (RPA 99 version 2003) :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

VII-B-4-3) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissurations.
- ✓ Etat limite de résistance du béton en compression.
- ✓ Etat limites de déformation.

1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de résistance du béton en compression :

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.

- contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384$ [MPa]
- contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc} = 15$ [MPa]

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

—On détermine : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

—déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

—les contraintes sont déterminées par les formules suivantes: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

➤ **Tableau VII-B-5: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	M_s	A_s	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Aux appuis	90,767	10,65	30	38	0,934	0,864	21,76	259,58	348	11,93	15	Vérifiée
en travées	38,937	6,780	30	38	0,594	0,886	28,86	170,58	384	05,91	15	Vérifiée

➤ **Tableau VII-B-6: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	M_s	A_s	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Aux appuis	39,812	9,42	30	33	0,952	0,863	21,50	148,4	348	6,902	15	Vérifiée
en travées	25,893	9,42	30	33	0,952	0,952	21,50	87,49	384	4,069	15	Vérifiée

VII-B-4-4) Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- ✓ **Poutres principales :** La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L = 4,00$ m.
 $f_{\max} = 0,045$ cm

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm.}$$

Avec :

l : la portée mesurée entre nus d'appuis.

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

D'où : $f_{\max} = 0,025 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Poutre secondaire:** La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L = 3,95$ m
 $f_{\max} = 0,025$ cm

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

D'où : $f_{\max} = 0,025 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

- ✓ **Conclusion :** La condition de flèche est vérifiée.

VII-B-4-5.Ferrailage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales inférieure: 3HA12+3HA12 (chapeau)
- Armatures longitudinales supérieure: 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

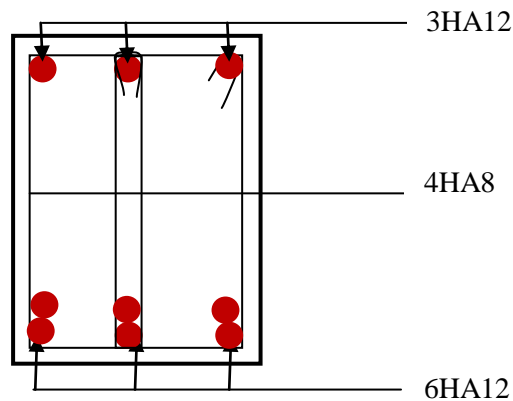


Figure VII-B-1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA14+3HA16 (chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

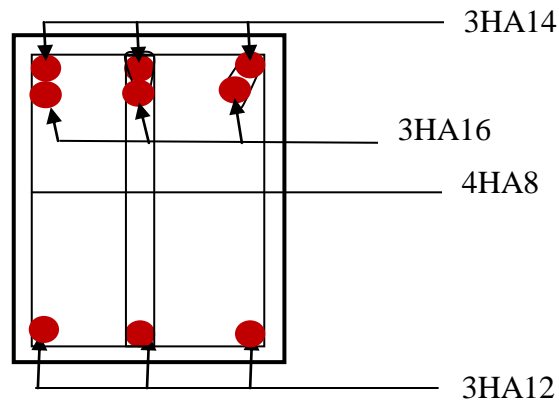


Figure VII-B-2: Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

➤ poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA16+3HA12 (chapeau)
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA 12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

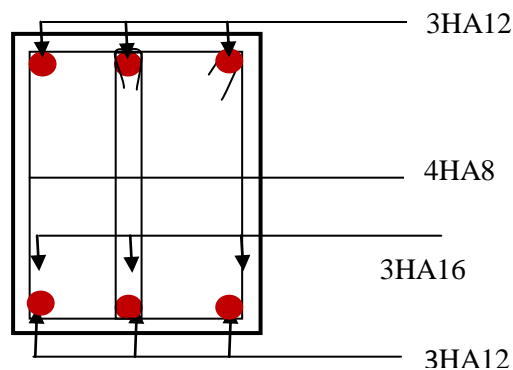


Figure VII-B-3: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA12+3HA16 (chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

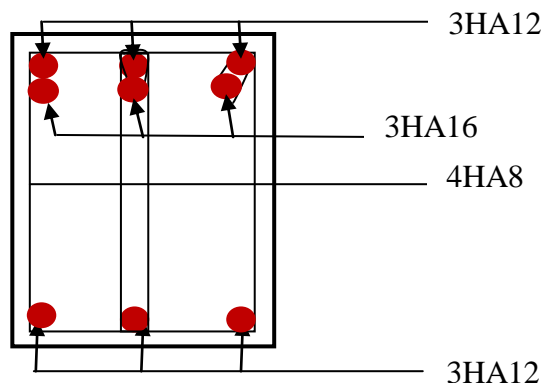


Figure VII-B-4: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VII-C) Ferraillage des voiles :**VII -C-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VII-C-2) Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \quad \bullet \bullet \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$

Selon le BAEL 91 : $\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones

- **Zone I** : RDC, étage de service ,1^{er} étage.
- **Zone II** : 2^{ème} ,3^{ème} , 4^{ème} .
- **Zone III** : 5 ,6 ,7 8^{ème} étage

VIII-3) Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et *V'* : bras de levier

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

On découpe le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

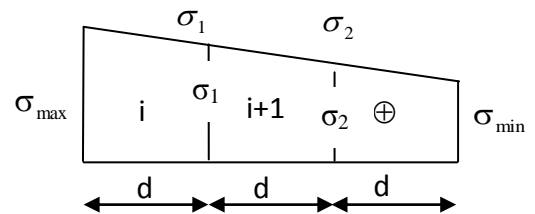
a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

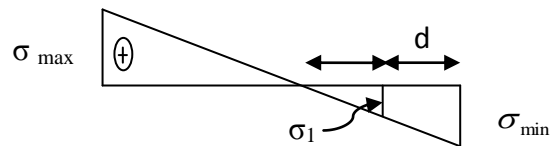
e : épaisseur du voile



b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

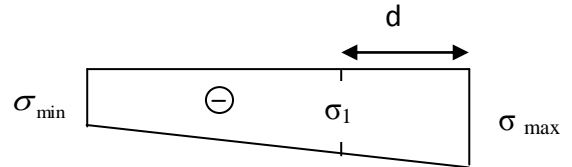


Figure VIII-C-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

2. Détermination des armatures :

a. SEC :

• **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} B = d \times e \\ f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

SET :

- **Armatures verticales :**

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B \right)$$

SPC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B \right)$$

3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✓ En zones courantes 0,10 %.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales de zone tendue est de 20 %.
- ✓ Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0,15\% \times B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales 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 (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est inférieure 4HA10.

4. **Disposition constructive :**

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e : \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

✓ 40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

✓ 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

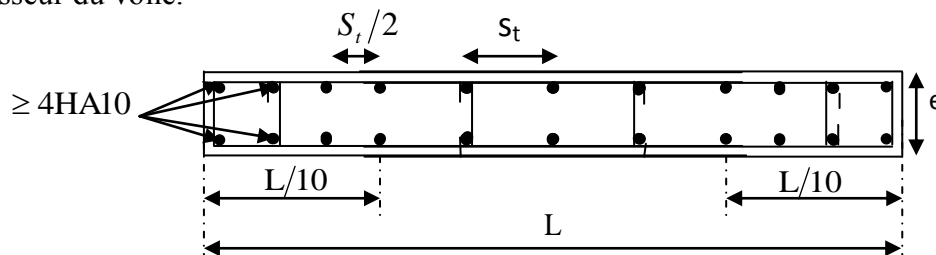


Figure VII-C-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

5. **Les vérifications :**

a. **Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas, on vérifie que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \quad \text{et } N_s = G + Q$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton .

A : Section d'armatures adoptée .

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ et } V = 1,4 \times V_{\text{calculée}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute .

✓ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

VII-C-6) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone I :

$$L = 3.90 \text{ m}, e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 3286,62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6572,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

A-Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3286.62}{6572.56 + 3286.62} \times 3.9$$

Donc : $L_c = 1.30 \text{ m}$.

$$L_t = L - L_c = 3,90 - 1.30 = 2,60 \text{ m}.$$

B-Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2 \times L_c}{3}\right)$$

On prend : $d = \frac{L_t}{2} = 1.30 \text{ m}$

❖ 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{min} = \frac{2.60 - 1.30}{2.60} \times (-6572.56) = -3286.28 [\text{KN/m}^2]$$

$$N_1 = \left| \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \right| \times d_1 \times e = \left| \frac{(-6572.56) + (-3286.28)}{2} \right| \times 1.30 \times 0.25 = 1602.01 [\text{KN}].$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1602.01 \times 10}{400} = 40.06 [\text{cm}^2]$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times d_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times d_1 \times e\right)$$

$$A_{min} = 16.25 [\text{cm}^2]$$

• **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times T}{f_e} = \frac{1962.21 \times 1000}{400 \times 100} = 53.96 [\text{cm}^2]$$

$$A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 53.55 [\text{cm}^2]$$

$$(A_{v1})_{adopte} = 56.28 [\text{cm}^2]$$

❖ 2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{|-3286.28|}{2} \times 1.30 \times 0.25 = 534 [\text{KN}]$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{534.00 \times 10}{400} = 13.35 [\text{cm}^2]$$

$$A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 26.84 [\text{cm}^2]$$

$$(A_{v2})_{adopte} = 27.7 [\text{cm}^2]$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times d_2 \times f_{t28}}{f_e}; 0.005 \times d_2 \times e\right)$$

$$\text{Soit } A_{min} = 16.25 [\text{cm}^2]$$

➤ Espacement :

Zone courante (d_2) $S_t \leq \min \{1.5 \times e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Zone d'extrémité : $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$. Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

➤ **Armatures horizontales :**

$$D'après le BAEL 91 : A_h \geq \max\left(\frac{A_{totale}}{4}; 0,15\% \times B\right) = 14.625 cm^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5HA14 = 15.38 [cm^2]$$

❖ **Vérification des contraintes :**

Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{1401,582 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3900} = 1.6 [MPa]$$

$$\tau_u = 1,6 [MPa] \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 3,26 [MPa]$$

Selon RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1962.21 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3900} = 2.24 [MPa] .$$

$$\tau_b = 2.24 \leq \overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 [MPa] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \times A_v} = \frac{2968,875 \times 10^3}{(0,9 \times 3900 \times 250) + (15 \times 83.98 \times 100)} = 2.710 [MPa]$$

$$\sigma_b = 2.710 [MPa] \leq \overline{\sigma}_b = 15 [MPa]$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2
	he (m)	4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)	400	400	400
	I	0.04	0.04	0.04
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2072.64	1456.68	1158.7
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6466.28	-5747.7	-5102.64
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	175.168	146.972	142.338
	T (kN)	245.24	205.76	199.27
	L _t (m)	0.91	0.96	0.98
	L _c (m)	0.29	0.24	0.22
	d(m)	0.19	0.16	0.15
	d ₁ (m)	0.45	0.48	0.49
	d2 (m)	0.45	0.48	0.49
	σ_1 [KN/m ²]	-3233.14	-2873.85	-2551.32
	N (kN)	N ₁	550.88	515.87
		N ₂	183.63	171.96
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	15.46	14.31
		A _{vj}	6.74	5.66
		A _{v2} +A _{vj} /4	6.28	5.71
	A _{min} (cm ²)/bande2		5.68	5.98
	A _{min} (cm ²)/bande1		5.68	5.98
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	15.84	15.84
		bande2	6.28	6.28
	Choix des barres/nappe	bande1	2x7HA12	2x7HA12
		bande2	2x4HA10	2x4HA10
	Espacements	ST (cm) bande 1	8	8
		ST (cm) bande 2	15	15
	A _H (cm ²)		4.5	4.5
	AH adopter (cm ²)/ml		6.28	6.28
	choix des barres/ml		2x4HA10	2x4HA10
	ST (cm)/ml		25	25
Vérifications des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	t _u (MPa)	0.65	0.54
		t _b (MPa)	0.91	0.76
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57
				1767.26

Tableau VII : ferrailage de voile VL3

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.9	3.9	3.9
	he (m)		4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)		400	400	400
	I		1.24	1.24	1.24
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m ²)		0.975	0.975	0.975
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		3286.62	2565.7	1952.93
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6572.56	-5383.5	-4447.73
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1401.582	1511.216	1369.116
	T (kN)		1962.21	2115.70	1916.76
	L _t (m)		2.60	2.64	2.71
	L _c (m)		1.30	1.26	1.19
	d(m)		0.87	0.84	0.79
	d ₁ (m)		1.30	1.32	1.36
	d ₂ (m)		1.30	1.32	1.36
	σ_1 [KN/m ²]		-3286.28	-2691.75	-2223.87
	N (kN)	N ₁	1602.01	1333.04	1130.02
		N ₂	534.00	444.35	376.67
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	53.54	47.87	41.43
		A _{vj}	53.96	58.18	52.71
		A _{v2} +A _{vj} /4	26.84	25.65	22.59
	A _{min} (cm ²)/bande2		16.25	16.51	16.94
	A _{min} (cm ²)/bande1		16.25	16.51	16.94
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	56.28	56.28	43.08
		bande2	27.7	27.7	27.7
	Choix des barres/nappe	bande1	2x14HA16	2x14HA16	2x14HA14
		bande2	2x9HA14	2x9HA14	2x9HA14
	Espacements	ST (cm) bande 1	9	9	9
		ST (cm) bande 2	15	15	15
	A _H (cm ²)		14.625	14.625	14.625
	AH adopter (cm ²)/ml		15.38	15.38	15.38
	choix des barres/ml		2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	ST (cm)/ml		20	20	20
Vérifications des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	1.60	1.72	1.56
		t _b (MPa)	2.24	2.41	2.18
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57	1767.26
		σ_b (MPa)	2.264	2.015	1.813

Tableau VII -1: ferrailage de voile VT3

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2
	he (m)	4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)	400	400	400
	I	0.17	0.17	0.17
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2413.23	1285.16	1140.08
	σ_{min} [KN/m ²]	-5513.24	-4125.94	-3434.43
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	608.776	516.558	559.706
	T (kN)	852.29	723.18	783.59
	L _t (m)	1.39	1.52	1.50
	L _c (m)	0.61	0.48	0.50
	d(m)	0.41	0.32	0.33
	d 1 (m)	0.70	0.76	0.75
	d2 (m)	0.70	0.76	0.75
	σ_1 [KN/m ²]	-2756.62	-2062.97	-1717.22
	N (kN)	N ₁	719.01	589.88
		N ₂	239.67	196.63
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	23.83	19.72
		A _{vj}	23.44	19.89
		A _{v2} +A _{vj} /4	11.85	9.89
	A _{min} (cm ²)/bande2		8.69	9.53
	A _{min} (cm ²)/bande1		8.69	9.53
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	24.62	24.62
		bande2	12.3	12.3
	Choix des barres/nappe	bande1	2x8HA14	2x8HA14
		bande2	2x4HA14	2x4HA14
	Espacements	ST (cm) bande 1	5	5
		ST (cm) bande 2	18	18
	A _H (cm ²)		7.5	7.5
	AH adopter (cm ²)/ml		9.04	9.04
	choix des barres/ml		2x4HA12	2x4HA12
	ST (cm)/ml		25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérifications des contraintes	contrainte	t _u (MPa)	1.35	1.15
		t _b (MPa)	1.89	1.61
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57
		σ_b (MPa)	4.415	3.929

Tableau VII-2 : ferrailage de voile VT1

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.1	3.1	3.1
	he (m)		4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)		400	400	400
	I		0.62	0.62	0.62
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m ²)		0.775	0.775	0.775
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		2599.58	1525.53	984.07
	σ_{min} [KN/m ²]		-6214.47	-4654	-3726.79
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)		661.024	590.534	479.248
	T (KN)		925.43	826.75	670.95
	L _t (m)		2.19	2.33	2.45
	L _c (m)		0.91	0.77	0.65
	d(m)		0.61	0.51	0.43
	d 1 (m)		1.09	1.17	1.23
	d2 (m)		1.09	1.17	1.23
	σ_1 [KN/m ²]		-3107.24	-2327.00	-1863.40
	N (kN)	N ₁	1273.40	1018.66	856.85
		N ₂	424.47	339.55	285.62
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	38.20	31.15	26.03
		A _{vj}	25.45	22.74	18.45
		A _{v2} +A _{vj} /4	16.97	14.17	11.75
	A _{min} (cm ²)/bande2		13.66	14.59	15.33
	A _{min} (cm ²)/bande1		13.66	14.59	15.33
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	40.2	40.2	30.78
		bande2	18.46	18.46	13.56
	Choix des barres/nappe	bande1	2x10HA16	2x10HA16	2x10HA14
		bande2	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12
	Espacements	ST (cm) bande 1	10	10	10
		ST (cm) bande 2	18	18	18
	A _H (cm ²)		11.625	11.625	11.625
	AH adopter (cm ²)/ml		12.3	12.3	12.3
	choix des barres/ml		2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
	ST (cm)/ml		25	25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
Vérifications des contraintes	contrainte	t _u (MPa)	0.95	0.85	0.69
		t _b (MPa)	1.33	1.19	0.96
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57	1767.26
		σ_b (MPa)	2.849	2.535	2.280

Tableau VII-3 : ferrailage de voile VL2

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2
	he (m)	4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)	400	400	400
	I	0.17	0.17	0.17
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.5	0.5	0.5
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2711.63	1165.48	866.83
	σ_{min} [KN/m ²]	-6828.71	-5067.62	-4557.67
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	625.016	497.728	518.378
	T (kN)	875.02	696.82	725.73
	L _t (m)	1.43	1.63	1.68
	L _c (m)	0.57	0.37	0.32
	d(m)	0.38	0.25	0.21
	d 1 (m)	0.72	0.81	0.84
	d2 (m)	0.72	0.81	0.84
	σ_1 [KN/m ²]	-3414.36	-2533.81	-2278.84
	N (kN)	N ₁	916.46	772.51
		N ₂	305.49	257.50
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	28.93	24.10
		A _{vj}	24.06	19.16
		A _{v2} +A _{vj} /4	13.65	11.23
	A _{min} (cm ²)/bande2		8.95	10.16
	A _{min} (cm ²)/bande1		8.95	10.16
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	32.16	24.62
		bande2	15.38	11.3
	Choix des barres/nappe	bande1	2x8HA16	2x8HA14
		bande2	2x5HA14	2x5HA12
	Espacements	ST (cm) bande 1	9	9
		ST (cm) bande 2	15	15
	A _H (cm ²)		7.5	7.5
	AH adopter (cm ²)/ml		9.04	9.04
	choix des barres/ml		2x4HA12	2x4HA12
	ST (cm)/ml		25	25
Vérifications des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	t _u (MPa)	1.39	1.11
		t _b (MPa)	1.94	1.55
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57
		σ_b (MPa)	4.415	3.929

Tableau VII-4 : ferrailage de voile VL1.

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.16	2.16	2.16
	he (m)	4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)	400	400	400
	I	0.21	0.21	0.21
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.54	0.54	0.54
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2251.82	939.96	535.14
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5455.71	-4062.2	-3249.36
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	318.15	144.102	122.598
	T (kN)	445.41	201.74	171.64
	L _t (m)	1.53	1.75	1.85
	L _c (m)	0.63	0.41	0.31
	d(m)	0.42	0.27	0.20
	d 1 (m)	0.76	0.88	0.93
	d2 (m)	0.76	0.88	0.93
	σ_1 [KN/m ²]	-2727.86	-2031.10	-1624.68
	N (kN)	N ₁	782.01	668.02
		N ₂	260.67	222.67
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	22.61	18.09
		A _{vj}	12.25	5.55
		A _{v2} +A _{vj} /4	9.58	6.95
	A _{min} (cm ²)/bande2		9.56	10.96
	A _{min} (cm ²)/bande1		9.56	10.96
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	24.62	18.1
		bande2	11.3	7.84
	Choix des barres/nappe	bande1	2x8HA14	2x8HA12
		bande2	2x5HA12	2x5HA10
	Espacements	ST(cm) bande 1	10	10
		ST (cm) bande 2	18	18
	A _H (cm ²)		8.1	8.1
	AH adopter (cm ²)/ml		9.04	9.04
	choix des barres/ml		2x4HA12	2x4HA12
	ST (cm)/ml		25	25
Vérifications des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2	
	contrainte	t _u (MPa)	0.65	0.30
		t _b (MPa)	0.92	0.42
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57
		σ_b (MPa)	4.088	3.638

Tableau VII-5 : ferrailage de voile VT2.

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.86	2.86	2.86
	he (m)	4.5	3.06	2.89
	σ_s (MPa)	400	400	400
	I	0.49	0.49	0.49
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m ²)	0.715	0.715	0.715
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3248.03	1947.26	1130.09
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6226.58	-4520.7	-3480.77
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	603.204	498.358	376.824
	T (kN)	844.49	697.70	527.55
	L _t (m)	1.88	2.00	2.16
	L _c (m)	0.98	0.86	0.70
	d(m)	0.65	0.57	0.47
	d 1 (m)	0.94	1.00	1.08
	d2 (m)	0.94	1.00	1.08
	σ_1 [KN/m ²]	-3113.29	-2260.35	-1740.39
	N (kN)	N ₁	1097.17	847.19
		N ₂	365.72	282.40
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	33.24	25.98
		A _{vj}	23.22	19.19
		A _{v2} +A _{vj} /4	14.95	11.86
	A _{min} (cm ²)/bande2		11.75	12.49
	A _{min} (cm ²)/bande1		11.75	12.49
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	36.18	27.7
		bande2	16.08	12.3
	Choix des barres/nappe	bande1	2x9HA16	2x9HA14
		bande2	2x4HA16	2x4HA14
	Espacements	ST (cm) bande 1	10	10
		ST (cm) bande 2	20	25
	A _H (cm ²)		10.725	10.725
	AH adopter (cm ²)/ml		11.3	11.3
	choix des barres/ml		2x5HA12	2x5HA12
	ST (cm)/ml		25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2	
Vérifications des contraintes	contrainte	t _u (MPa)	0.94	0.77
		t _b (MPa)	1.31	1.08
	ELS	N _s (kN)	2207.64	1964.57
		σ_b (MPa)	3.088	2.748

Tableau VII-6 : ferrailage de voile VL4.

IX-1) Introduction :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

IX-2) Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (**Art 10.1.2**) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

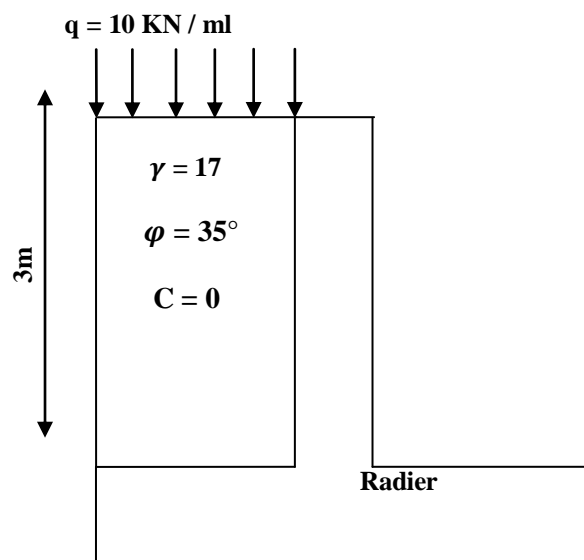
Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$.

- Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4,5 \text{ m.}$$



FigureIX-1: Schéma statique du mur plaque

- ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

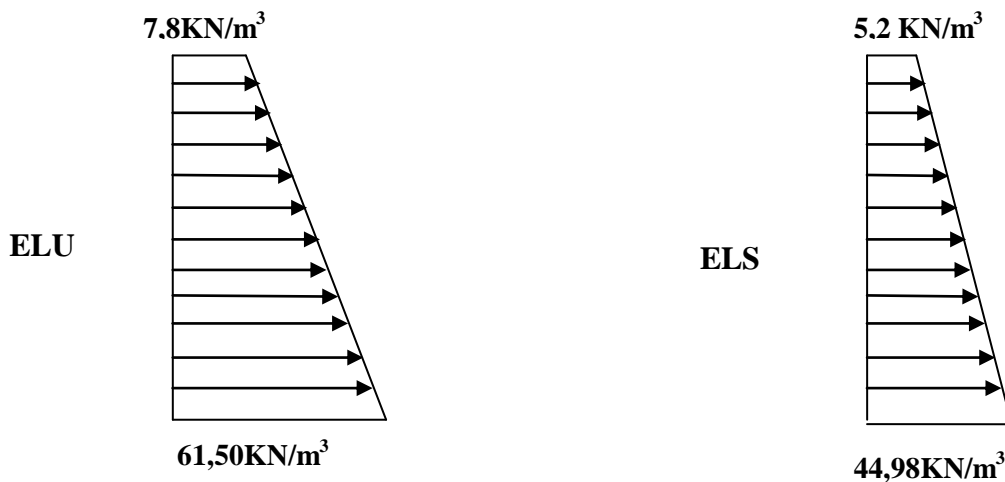
$$h = 4,5\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 4,5 + 1.5 \times 10) = 61,50 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 4,5 + 10) = 44,98 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :**Charges moyennes :****ELU :**

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 61,50 + 7,8}{4} \times 1\text{m} = 48,08 \text{KN/ml.}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 44,98 + 5,2}{4} \times 1\text{m} = 35,035 \text{KN/ml}$$

IX-3) Ferrailage du mur plaque :**✓ 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.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau : $L_x = 4\text{m}$ et $L_y = 4.5\text{m}$

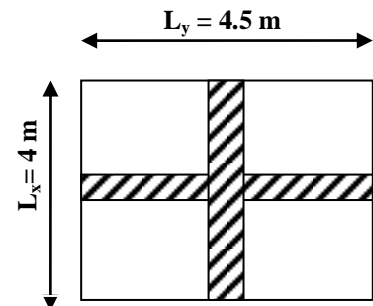
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 > 0.4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

✓ Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.047 \text{ et } \mu_y = 0.740$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.047 \times 48,08 \times (4.5)^2 = 45,760 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 45,760 \times 0.740 = 33,86 \text{ KN.m.}$$



✓ **Correction des moments :****Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 45,760 = -22,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 45,760 = 34,32 \text{ KN.m.}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 33,86 = -16,93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 33,86 = 25,39 \text{ KN.m.}$$

Tableau IX-1 : ferrailage de mur plaque.

Sens	zone	M_u (KNm)	μ	β	Section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)	e (cm)
x-x	Appuis	22,88	0,050	0,974	SSA	3,75	2	5HA14=7,69	20	20
	Travée	34,32	0,074	0,962	SSA	5,69	2	5HA14=7,69	20	20
y-y	Appuis	16,93	0,036	0,982	SSA	2,75	2	5HA12=5,65	20	20
	Travée	25,39	0,056	0,971	SSA	4,17	2	5HA12=5,65	20	20

➤ **Recommandations du RPA :**

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

XI-4) Vérification à l'ELS :

ELS : $\nu = 0,2$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \mu_x = 0.054 ; \mu_y = 0.818.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,054 \times 35,035 \times (4.5)^2 = 38,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,818 \times 38,31 = 31,34 \text{ KN.m.}$$

➤ **Correction des moments :****Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 38,31 = -19,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 38,31 = 28,73 \text{ KN.m.}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 31,34 = -15,67 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 \times 31,34 = 23,505 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Sens	zone	As	Ms	ρ_1	β	K1	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	3,98	19,16	0,221	0,767	6,46	34,86	201,63	5,39	15	CV
	Travée	6,16	28,73	0,342	0,744	4,531	34,83	201,63	7,68	15	CV
y-y	Appuis	3,22	15,67	0,178	0,778	7,52	34,75	201,63	4,62	15	CV
	Travée	4,97	23,505	0,276	0,755	5,41	34,80	201,63	6,43	15	CV

Tableau IX-2 : vérification des contraintes à ELS.

Résultats:

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm.

✓ **Le ferrailage du mur plaque est comme suit :**

Sens x-x :

En travée : 5HA14/ml avec un espacement de **20 cm.**

Aux appuis : 5HA14/ml avec un espacement de **20 cm.**

Sens y-y :

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm.**

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20cm.**

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{M_t}{20.M_u} = \frac{0,85M_u}{20.M_u} = 0,0425.$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5,69}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

VIII-1) Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de 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.

❖ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

VIII.2) Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,1 bars .

VII.3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie
- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol.

VIII.4) Dimensionnement :**a) Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

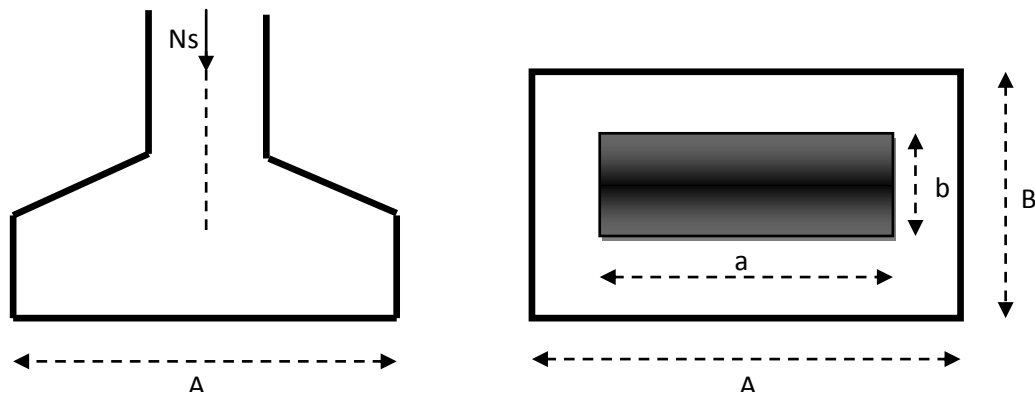


Figure VIII-1 : dimensionnement d'une fondation.

✓ **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 2134,08 [KN]$$

$$\sigma_{sol} = 210 [KN/m^2]$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2134,08}{210}} = 3,19 [m] \Rightarrow A = B = 3,19 m.$$

Remarque : L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :**1) Semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec :} \quad N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanent à la base du voile considéré.

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

- **Sens longitudinal :**

Voiles	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	673,48	2,86	1,12	3,2032
VT2	861,16	2	2,05	4,1
VL3	879,19	2	2,09	4,18
VL4	921,85	1,2	3,66	4,392
VL5	967,46	1,2	3,84	4,608
VL6	671,92	3,1	1,03	3,193
VL7	807,77	2	1,92	3,84
				$\Sigma = 27,52$

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

- **Sens transversale :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	673,48	2	1,60	3,2
VT2	471,62	2	1,12	2,24
VL3	921,85	3,9	1,13	4,407
VL4	967,46	3,9	1,18	4,602
VT5	541,73	2	1,29	2,58
VL6	325,09	2,16	0,751	1,622
VL7	326,64	2,16	0,720	1,556
VL8	807,3	2	1,922	3,844
				$\Sigma = 24,062$

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

✓ La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 27,52 + 24,062 = 51,582 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei (KN.m)
A	879,19	-5,034	-5,9	-5187,221
B	1283,87	-1,210	-1,95	-2503,5465
C	1166,74	-4,486	+ 1,95	+2275,143
D	718,30	-2,783	+5,9	+4237,97
	Σ=4048,1	Σ= -13,513		Σ= -1177,66

Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-1177,66 + (-13,513)}{4048,1} = -0,30$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle.**

On a : $e = 0,30 < \frac{L}{6} = \frac{11,8}{6} = 1,96 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4048,1}{11,8} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,30)}{11,8} \right) = 395,375 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4048,1}{11,8} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,30)}{11,8} \right) = 290,727 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4048,1}{11,8} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,30)}{11,8} \right) = 316,893 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{316,893}{210} = 1,50 \text{ m}$$

Donc on opte pour : $B = 2 \text{ m}$.

On aura : $S = 2 \times 11,8 = 23,6 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 7 \times 23,6 = 165,2 \text{ m}^2.$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 165,2 + 51,582 = 216,782 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 12,20 \times 22,45 = 273,89 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{216,782}{273,89} \times 100 = 80 \% > 50\%$$

✓ Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général pour notre bâtiment.

VIII.5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

VIII-5-1) Pré dimensionnement du radier :**1-La hauteur du radier****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$L_{\max} = 3,95 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{395}{8} \leq h \leq \frac{395}{5} \Rightarrow 49,38 \leq h \leq 79 \text{ cm}$$

c) Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface

$K = 40 \text{ [MPa]} =$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ [MPa]}$

L_{\max} : Distance maximal entre deux nervures successives..

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,95\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,70 \text{ m}$$

On prend: **$h = 80 \text{ cm}$**

2-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{395}{20} = 19,75 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } h_d = 45 \text{ cm.}$$

3-La nervure:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{395}{10} = 39,5 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 40 \text{ cm}$.

4-La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 50 \text{ cm}$.

✓ Conclusion :

A fin de permettre une rapidité d'exécution, une facilité de ferrailage et de coffrage, on adopte :

$h_n = 80 \text{ cm}$ hauteur de la nervure.

$h_d = 45 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

VIII.5.2) Détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitation qui sont obtenu à partir de logiciel ETABS.

Charge permanente de la structure : **G = 34118,3 KN.**

Charge d'exploitation de la structure : **Q = 5369,39KN.**

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 34118,3 + 1.5 \times 5369,39 = 54113,79 \text{ KN}$.

A l'ELS: $N_S = G + Q = 39487,69 \text{ KN}$.

b) Détermination de la surface du radier :**A l'ELU :**

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{54113,79}{1.33 \times 210} = 193,75 \text{ m}^2$$

A l'ELS:

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{39487,69}{210} = 188,04 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU}, s_{nec}^{ELS}) = 193,75 \text{ cm}^2$$

$$S_{bat} = 273,89 \text{ m}^2 > S_{rad} = 193,75 \text{ cm}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{80}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{déb}} = (22,45 + 12,20) \times 2 \times 0,5 + 0,5 \times 0,5 \times 4 = 35,65 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 273,89 + 35,65 = 309,54 \text{ m}^2.$$

VIII-5-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

○ Poids de radier :

$G = (\text{Poids de la dalle}) + (\text{poids de la nervure}) + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}.$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 309,54 \times 0,45 \times 25 = 3482,325 \text{ KN}.$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,5 \times (0,8 - 0,45) \times (22,45 \times 4 + 12,20 \times 7) \times 25 = 2519,07 \text{ KN}.$$

Poids de remblai TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a: } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0,5 \times 22,45 \times 4) + (0,5 \times 12,20 \times 7) = 87,6 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{TVO}} = (309,54 - 87,6) \times (0,8 - 0,45) \times 17 = 1320,543 \text{ KN}.$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b = (309,54 - 87,6) \times 0,1 \times 25 = 554,85 \text{ KN}.$$

Donc le poids total du radier est :

$$G_{\text{rad}} = 554,85 + 1320,543 + 2519,07 + 3482,325 = 7876,788 \text{ KN}.$$

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 5369,39 \text{ KN}$.

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 309,54 = 773,85 \text{ KN}$.

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 34118,3 + 7876,788 = 41995,088 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 5369,39 + 773,85 = 6143,24 \text{ KN.}$$

a) Combinaison d'actions :**A l'ELU :**

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 41995,088 + 1.5 \times 6143,27 = 56693,261 \text{ KN.}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 41995,088 + 6143,24 = 48138,328 \text{ KN.}$$

D'où: $N_u = 56693,261 \text{ KN.}$

$$N_s = 48138,328 \text{ KN.}$$

VIII.6) Vérifications:**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 h_d = 0.9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{56693,261 \times 1}{309,54} \times \frac{3,95}{2} = 361,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{361,73 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0,9 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) 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 :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{sol} = 210 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = 11,675\text{m} \quad Y_G = 6,55\text{m}.$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_X = \frac{h^3 \cdot x \cdot b}{12} = \frac{22,9 \times (12,65)^3}{12} = 3863,009 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \frac{h^3 \cdot x \cdot b}{12} = \frac{12,65 \times (22,9)^3}{12} = 12659,479 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 36351,402 + 1565,69 \times 0,8 = 37783,954 \text{ KN.m}.$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{56693,261}{309,54} + \frac{37783,954}{12659,479} \times 11,675 = 217,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{56693,261}{309,54} - \frac{37783,954}{12659,479} \times 11,675 = 148,307 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = 200,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 200,56 < 1,33 \sigma_{sol} = 279,3 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

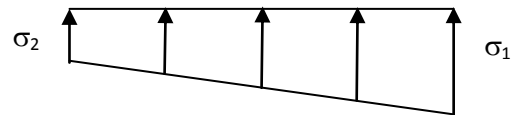


Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{48138,328}{309,54} + \frac{37783,954}{12659,479} \times 11,675 = 190,361 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{48138,328}{309,54} - \frac{37783,954}{12659,479} \times 11,675 = 120,670 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = 172,938 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 172,938 < \sigma_{sol} = 210 \text{KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_Y = 41186,637 + 1743,3 \times 0,8 = 42581,277 \text{KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{56693,261}{309,54} + \frac{42581,277}{3863,009} \times 6,55 = 255,352 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{56693,261}{309,54} - \frac{42581,277}{3863,009} \times 6,55 = 110,953 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 219,252 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_m = 219,252 < 1,33\sigma_{sol} = 279,3 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{48138,328}{309,54} + \frac{43669,297}{3863,009} \times 6,55 = 229,560 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{48138,328}{309,54} - \frac{43669,297}{3863,009} \times 6,55 = 81,47 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = 192,537 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 192,537 < \sigma_{sol} = 210 \text{KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_U : charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau.

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

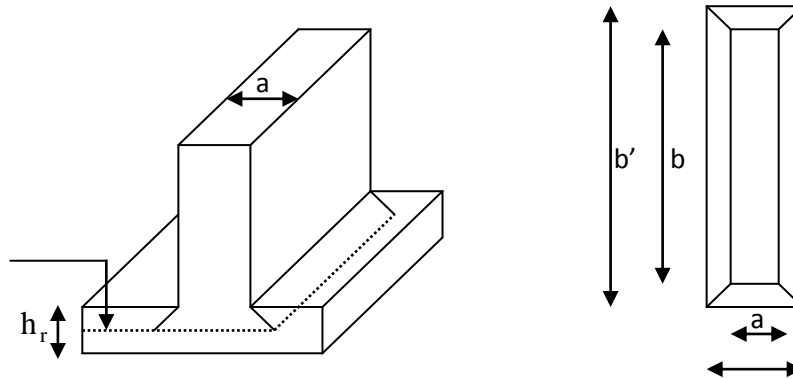


Figure VIII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

○ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2x(a' + b') = 2x(a + b + 2xh) = 2x(0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5\text{m}$$

$$N_u = 1603,33 \leq 0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000 / 1,5 = 3000\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1m du voile :

$$U_c = 2x(a' + b') = 2x(a + b + 2h) = 2x(0,25 + 1 + 2 \times 0,8) = 5,7\text{m}.$$

$$N_u = 1323,65 \leq 0,045 \times 5,7 \times 0,8 \times 25000 / 1,5 = 3420\text{KN}.$$

VIII.7) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas : Si $\rho < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{Lx^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0.$$

2^{ème} cas : Si $\rho \leq 0,4 \leq 1$: 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 : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

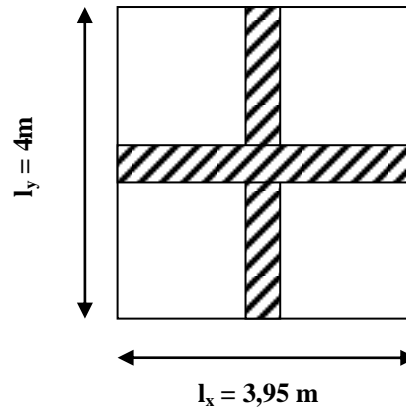
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,95}{4} = 0,98.$$

A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0385. \\ \mu_y = 0,956. \end{cases}$$

A l'ELS:

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0459. \\ \mu_y = 0,970. \end{cases}$$



$0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **A l'ELU :** $q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (200,56 - \frac{7876,788}{309,54}) \times 1ml = 175,113 \text{KN/m}^2.$

- **A l'ELS :** $q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (219,252 - \frac{7876,788}{309,54}) \times 1ml = 193,805 \text{KN/m}^2.$

Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient : $M_{ox} = 0,0385 \times 175,113 \times (3,95)^2 = 105,189 \text{KNm}.$

$$M_{oy} = 0,956 \times 105,189 = 100,56 \text{KNm}.$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (-0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

○ **ELU :**

Sens x-x

Moments en travée :

$$M_{ua} = 0,75M_{0x}$$

$$M_{ua} = (0,75) \times 105,189$$

$$M_{ua} = 78,89 \text{KNm.}$$

Moments aux appuis:

$$M_{ut} = (0,5)M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0,5) \times 105,189$$

$$M_{ut} = 52,59 \text{KNm.}$$

Sens y-y :

$$\text{Moment en travée : } M_{ty} = 0,75 \times 100,56 = 75,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appuis } M_{ay} = 0,5 \times 100,56 = 50,28 \text{ KN.m}$$

2. Evaluation des moments M_{0x} , M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x \quad \text{et} \quad M_{0y} = \mu \cdot M_x$$

$$\text{On obtient: } M_{0x} = 0,0459 \times 193,805 \times (3,95)^2 = 138,79 \text{KNm.}$$

$$M_{0y} = 0,970 \times 138,79 = 134,63 \text{KNm.}$$

○ **ELS :**

Moments en travée :

$$M_{ua} = 0,75M_{0x}$$

$$M_{ua} = (0,75) \times 138,79$$

$$M_{ua} = 109,09 \text{KNm.}$$

Moments aux appuis:

$$M_{ut} = (0,5)M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0,5) \times 138,79$$

$$M_{ut} = 69,395 \text{KNm.}$$

Sens y-y :

$$\text{Moment en travée : } M_{ty} = 0,75 \times 134,63 = 100,97 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment sur appuis } M_{ay} = 0,5 \times 134,63 = 67,315 \text{ KN.m.}$$

Ferraillage suivant x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{52,59 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{52,59 \cdot 10^3}{0,989 \times 40,5 \times 348} = 3,70 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ua} = 3,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA12= 5,65cm² /ml avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{78,89 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14.2} = 0,034 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{ut} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{78,89 \times 10^3}{0,983 \times 40,5 \times 348} = 5,69 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ut} = 5,69 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA14= 7,69cm² /ml avec un espacement de 20cm.

○ Sens y-y :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50,28 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14.2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{50,28 \times 10^3}{0,989 \times 40,5 \times 348} = 3,67 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ua} = 3,78 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA12= 5,65cm²/ml avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{75,42 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14.2} = 0,032 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984 \rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_{ut} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{75,42 \times 10^3}{0,984 \times 40,5 \times 348} = 5,43 \rightarrow A_{ut} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA14 = 7,69cm²/ml avec un espacement de 20cm.

VIII-8) Vérification :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour HA FeE400.

$$A_{\min} \geq 0,0008 \frac{3 - 0,98}{2} \times 100 \times 45 = 3,63 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	5,65	3.63	Condition vérifiée
	Travée	7,69		Condition vérifiée
yy	Appuis	5,65		Condition vérifiée
	travée	7,69		Condition vérifiée

Tableau VIII.4: Vérification de la condition de non fragilité

b) Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (Art.8.2 242/BAEL91 modifiées 99).

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{175,113 \times 4}{2} = 350,226\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{350,226 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} = 0,86\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

La plus grande section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 7,69\text{cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 A_{tx}}{d x b_0} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 40,5} = 0,192 \rightarrow \beta_1 = 0,929 \rightarrow \alpha_1 = 0,213 \rightarrow K = 55,42$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{117,97 \times 10^6}{0,929 \times 405 \times 769} = 407,73\text{MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{407,73}{55,42} = 7,35 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

\rightarrow Condition vérifiée

VIII-9) Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

1. Sollicitations de calcul :**A l'ELU :**

$$q_u = 175,113 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u - \frac{P_u l^2}{2} = -\frac{175,113 \times 0,5^2}{2} = -21,89 \text{ KNm.}$$

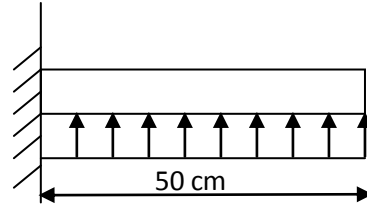


Figure VIII.4 : Schéma statique du débord.

A l'ELS:

$$q_s = 193,805 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = -\frac{P_s l^2}{2} = -\frac{193,805 \times 0,5^2}{2} = -24,23 \text{ KNm.}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 40,5 \text{ cm ; } f_{bu} = 14,20 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,89 \times 10^3}{100 \times (40,5)^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,89 \times 10^3}{0,995 \times 40,5 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

2. Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 4,20 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ [cm}^2\text{]}$ avec un espacement de 25 cm

$$\circ \text{ Armatures de répartition : } A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm.}$

4. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 40,5} = 0.113 \quad \rho_1 = 0,113 \rightarrow \beta_1 = 0,944 \rightarrow \alpha_1 = 0,168$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.168}{15(1-0.168)} = 0,012 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{24,23 \times 10^{-3}}{0.944 \times 0.405 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 140,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.0015 \times 140,21 = 0,210 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

5. Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 140.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VIII-10) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4}\right)$

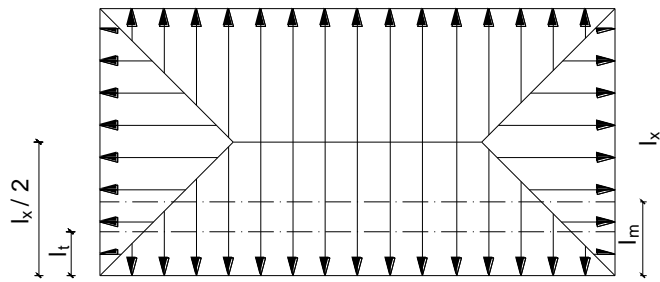


Figure VIII-5: Répartition trapézoïdale.

- Le Chargement simplifié:

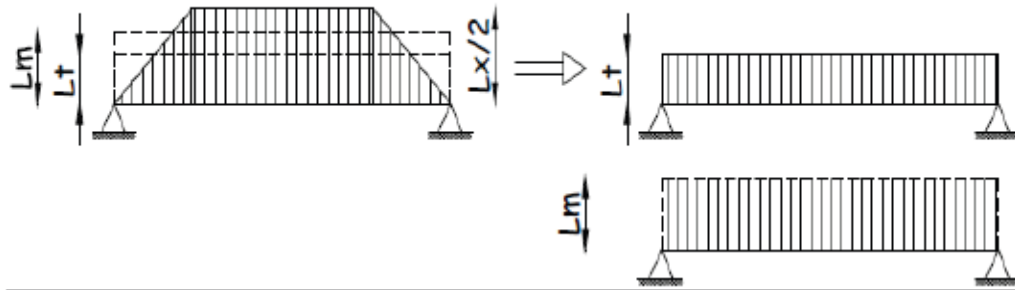


Figure VIII-6: Présentation des chargements simplifiés

- **Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

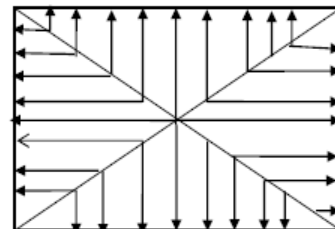


Figure VIII-7: Répartition triangulaire.

- Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(200,56 - \frac{7876,788}{304,54} - \frac{2519,07}{87,6} \right) \times 1 \text{ ml} = 145,94 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(219,252 - \frac{7876,788}{304,54} - \frac{2519,07}{87,6} \right) \times 1 \text{ ml} = 164,630 \text{ KN/ml}$$

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

➤ **Sens longitudinal :**

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	2,86	3,90	0,73	triangulaire	0,952	0,715	145,94	164,63	138,93	277,86	156,72	313,45	104,35	208,7	156,73	313,46
	2	2,86	3,95	0,72	triangulaire	0,952	0,715	145,94	164,63	138,93		156,72		104,35		156,73	
B - C	1	3,90	4	0,98	trapézoïdal	1,325	1,01	145,94	164,63	193,37	387,32	218,13	436,92	147,40	293,34	218,13	436,93
	2	3,95	4	0,99	trapézoïdal	1,329	1	145,94	164,63	193,95		218,79		145,94		218,80	
C - D	1	3,90	4	0,98	trapézoïdal	1,325	1,01	145,94	164,63	193,37	387,32	218,13	436,92	147,40	293,34	218,13	382,76
	2	3,95	4	0,99	trapézoïdal	1,329	1	145,94	164,63	193,95		218,79		145,94		164,63	
D - E	1	3,10	3,90	0,79	triangulaire	1,032	0,775	145,94	164,63	150,61	301,22	169,89	339,79	113,10	226,2	169,49	338,98
	2	3,10	3,95	0,78	triangulaire	1,032	0,775	145,94	164,63	150,61		218,79		113,10		169,49	
E - F	1	3,90	4	0,98	trapézoïdal	1,325	1,01	145,94	164,63	193,37	387,32	218,13	436,92	147,40	292,8	218,13	382,76
	2	3,95	4	0,99	trapézoïdal	1,329	1	145,94	164,63	193,95		218,79		145,40		164,63	
F - G	1	3,90	4	0,98	trapézoïdal	1,325	1,01	145,94	164,63	193,37	387,32	218,13	436,92	147,40	293,34	218,13	382,76
	2	3,95	4	0,99	trapézoïdal	1,329	1	145,94	164,63	193,95		218,79		145,40		164,63	

Tableau VIII-5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Travée	panneau	L _x	L _y	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3,95	4	0,98	triangulaire	1,31	0,98	145,94	164,63	191,18	382,36	215,66	431,32	143,02	286,04	161,33	322,66
	2	3,95	4	0,98	triangulaire	1,31	0,98	145,94	164,63	191,18		215,66		143,02		161,33	
2-3	1	3,90	4	0,98	triangulaire	1,29	0,975	145,94	164,63	188,26	376,52	212,37	424,74	142,29	284,58	159,54	319,08
	2	3,90	4	0,98	triangulaire	1,29	0,975	145,94	164,63	188,26		212,37		142,29		159,54	
3-4	1	3,95	4	0,98	triangulaire	1,31	0,98	145,94	164,63	191,18	382,36	215,66	431,32	143,02	286,04	161,33	322,66
	2	3,95	4	0,98	triangulaire	1,31	0,98	145,94	164,63	191,18		215,66		143,02		161,33	

Tableau VIII-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

➤ **Détermination des sollicitations:**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS

Sens longitudinal :

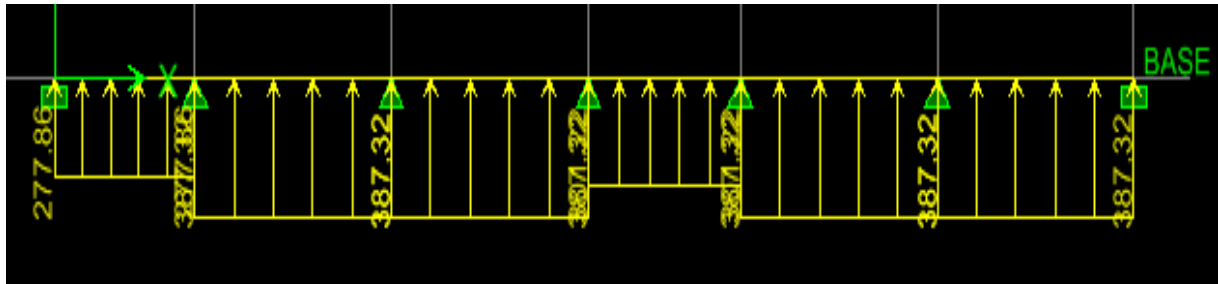
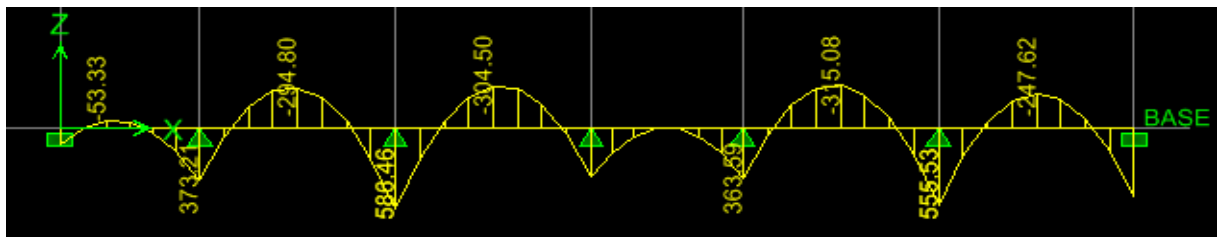


Figure VIII-8: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).



FigureVIII-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

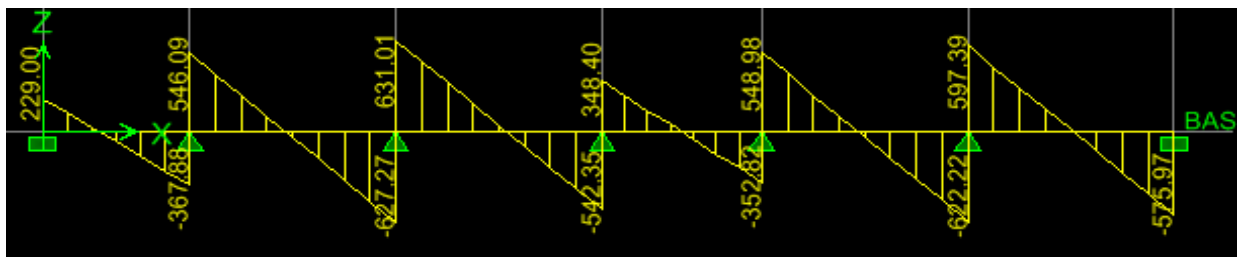
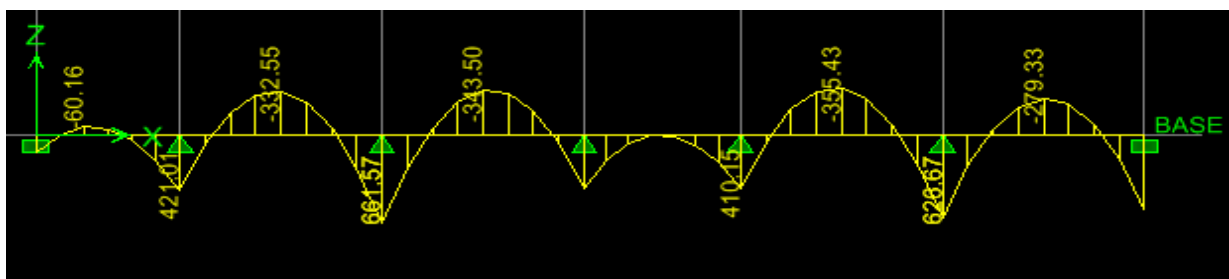


Figure VIII-10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



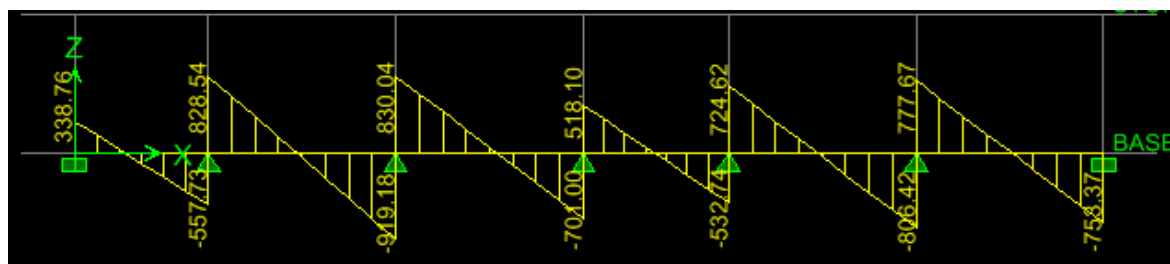


Figure VIII-12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

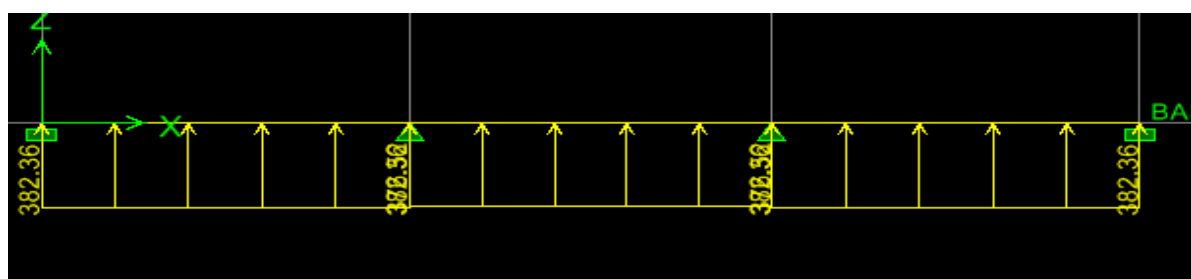


Figure VIII-13: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

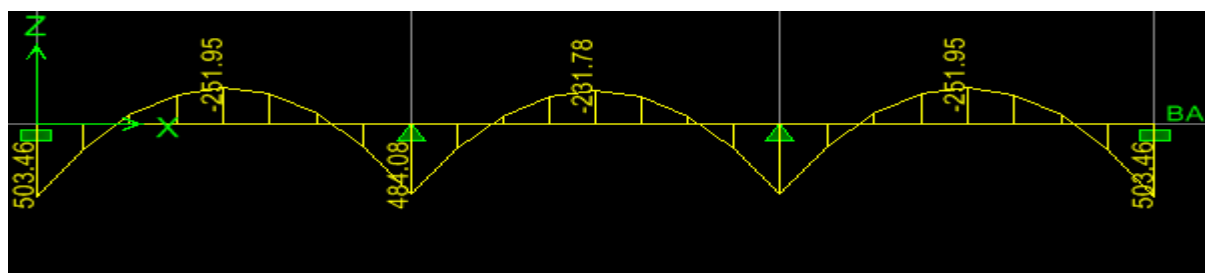


Figure VIII-14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

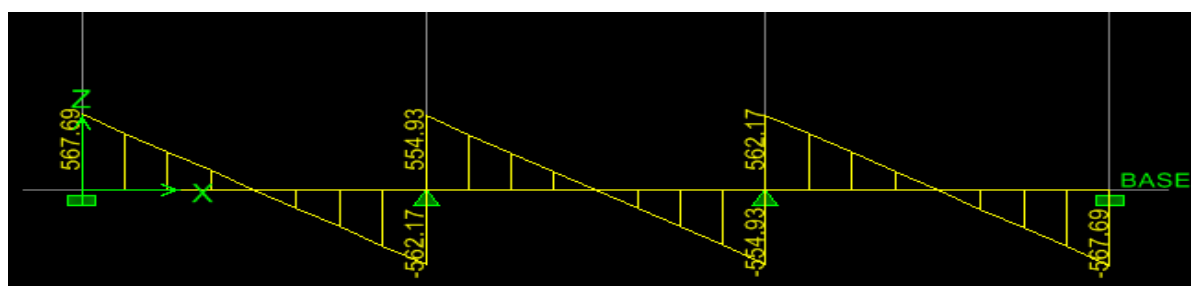


Figure VIII-15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

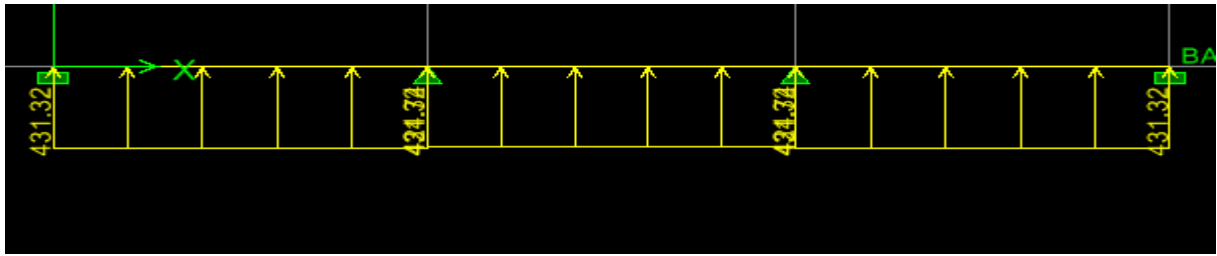


Figure VIII-16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

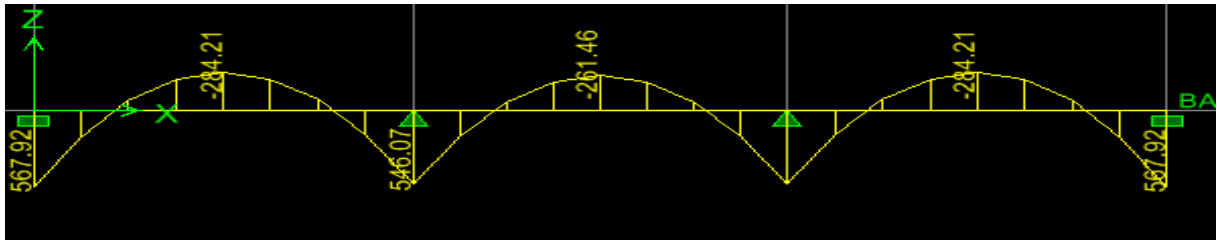


Figure VIII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

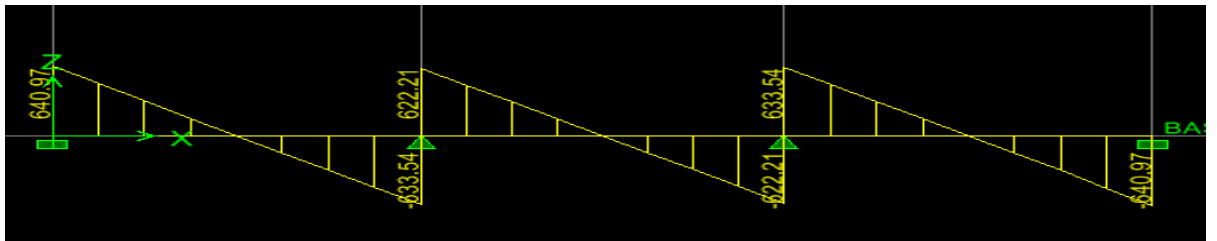


Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	586,46	661,57	503 ,46	567,92
$M_{t\max}$ (KN.m)	315,08	355,49	484,08	546,07
T_{\max} (KN)	631,01	919,18	567,69	640,97

Tableau VIII-7: Les efforts internes dans les nervures.

Armatures longitudinales : $b= 50$ $d= 77\text{cm}$ $h=80\text{cm}$.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	586,46	0,070	0,964	SSA	22,70	5HA16filante + 10HA14 = 25,44
	Travée	315,08	0,038	0,981	SSA	11,98	5HA16filante + 5HA14 = 17,74
yy	Appuis	503 ,46	0,060	0,969	SSA	19,38	5HA16filante + 10HA14 = 25,44
	travée	484,08	0,058	0,970	SSA	17,62	5HA16filante + 5HA14 = 17,74

Tableau: Le ferrailage adopté pour la nervure.

VIII-11) Vérification à l'état limite ultime :

- Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4,64 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 25,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_t = 13,97 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{20; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm².**

- Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 919,18 \text{ KN}$.**

$$\tau_u = \frac{919,18}{50 \times 77} = 0,24 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal: $T_u^{\max} = 640,97 \text{ KN}$.**

$$\tau_u = \frac{640,97}{50 \times 77} = 0,17 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

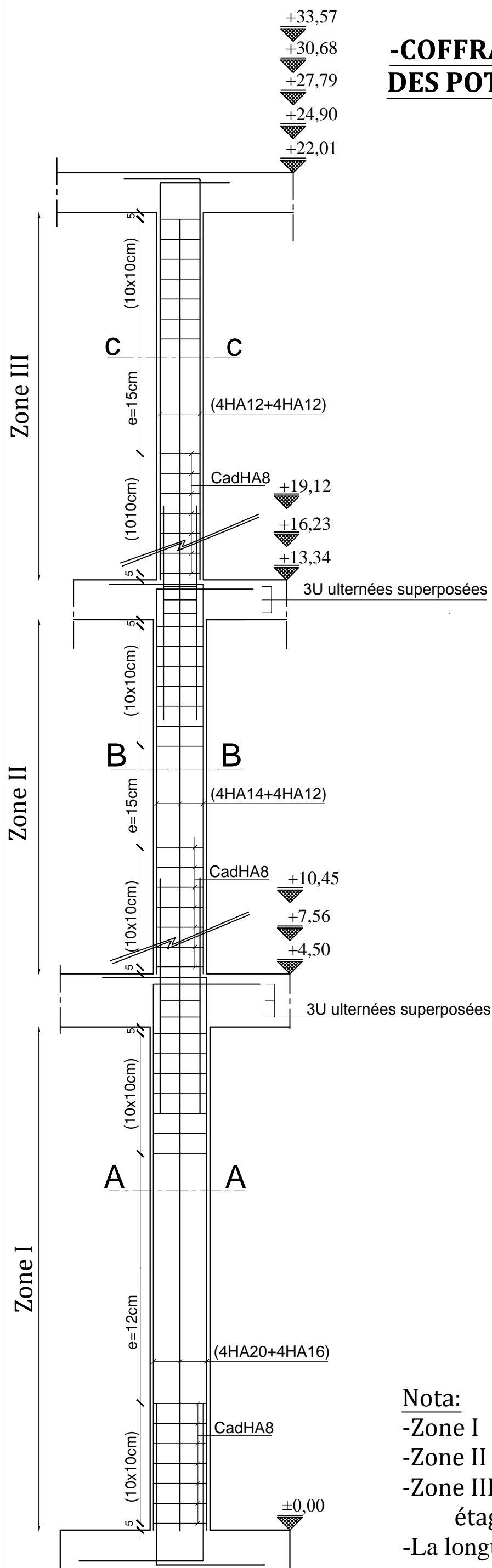
Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

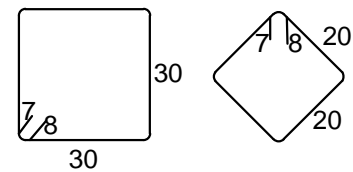
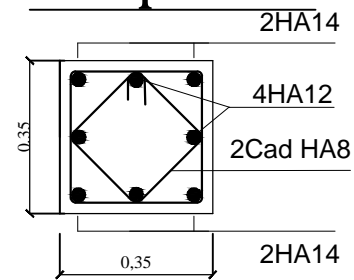
Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir

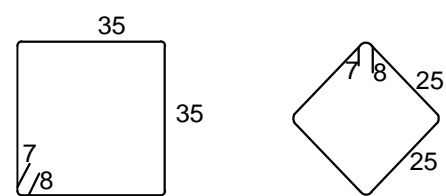
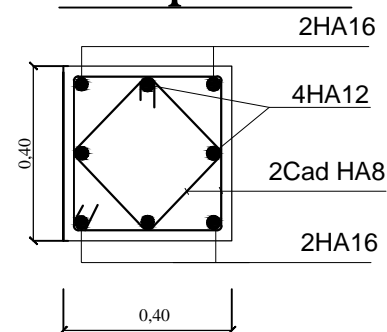
**-COFFRAGE FERRAILAGE
DES POTEaux CENTRAUX-**



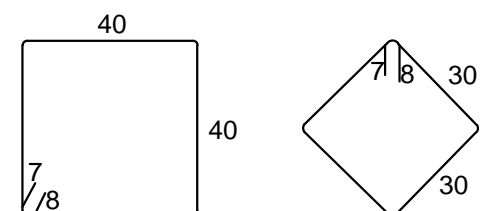
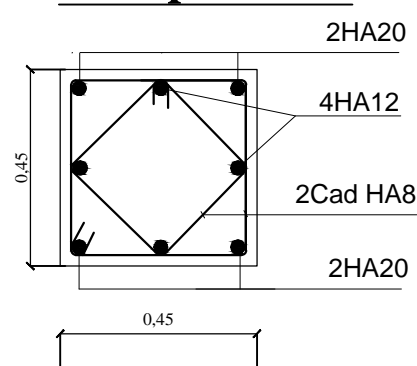
Coupe:C-C



Coupe:B-B



Coupe:A-A



Nota:

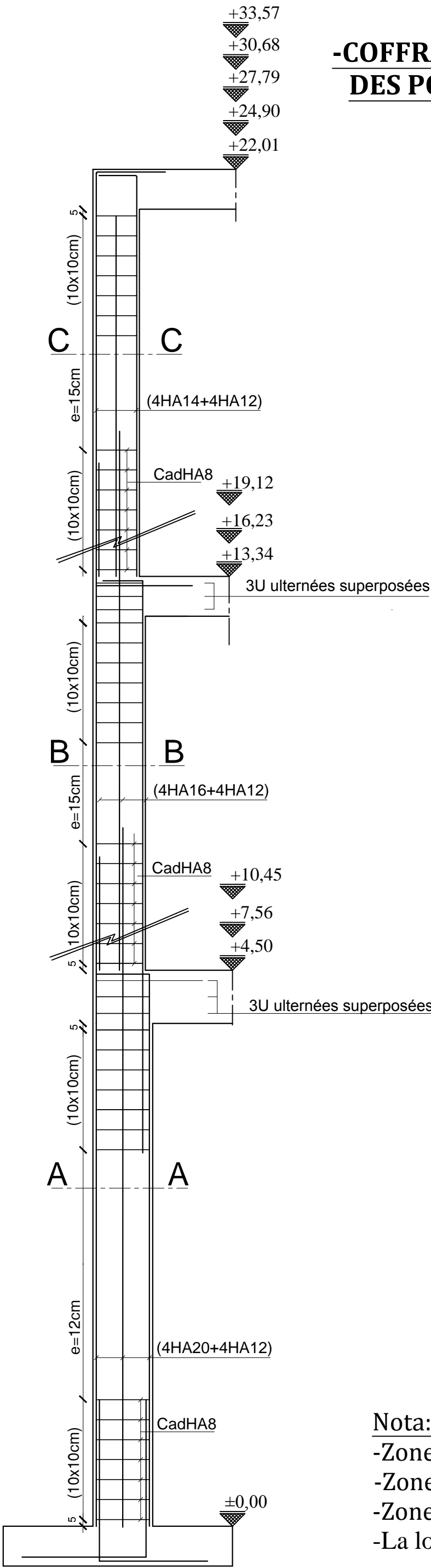
- Zone I : RDC , étage de service et 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage
- Zone III: 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage
- La longueur de recouvrement = 80 cm

-COFFRAGE FERRAILLAGE
DES POTEaux DE RIVE-

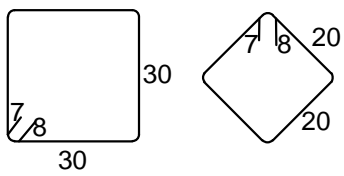
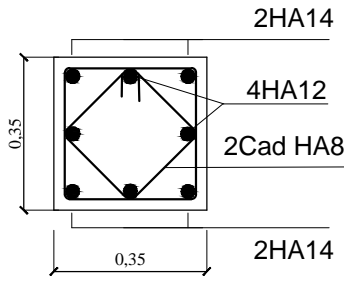
Zone III

Zone II

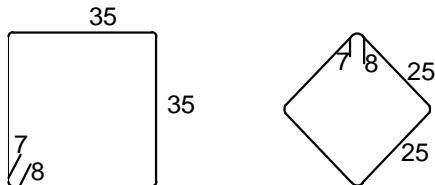
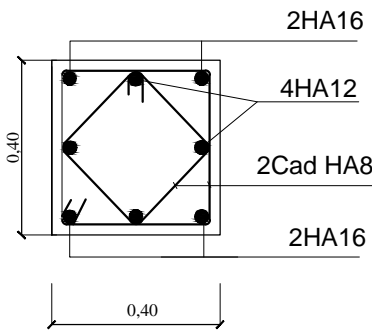
Zone I



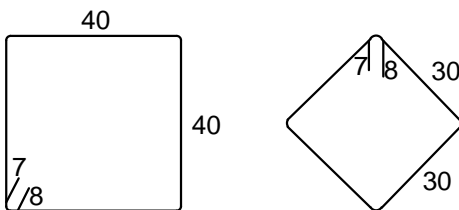
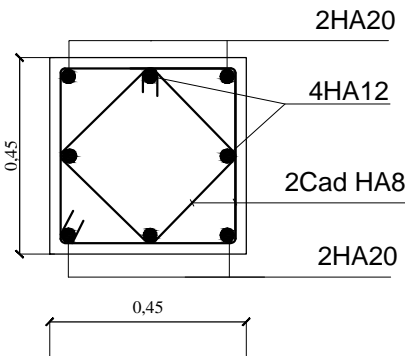
Coupe:C-C



Coupe:B-B



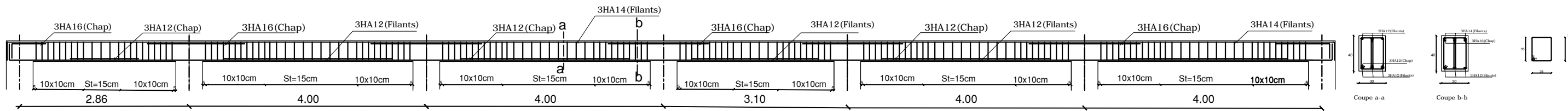
Coupe:A-A



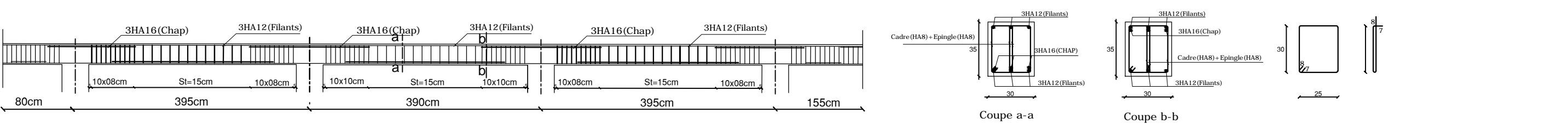
Nota:

- Zone I : RDC, étage de service et 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage
- Zone III: 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage
- La longueur de recouvrement = 80 cm

-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40)

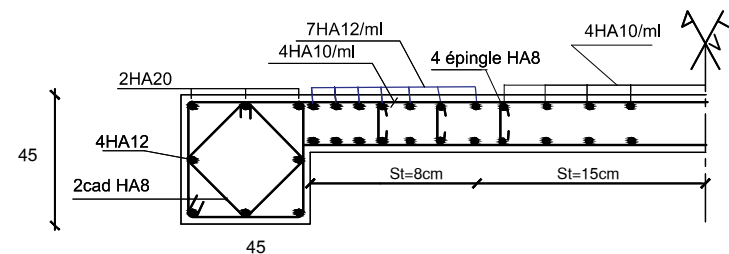


-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)

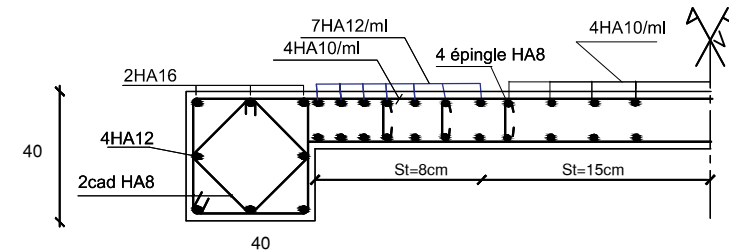


- FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

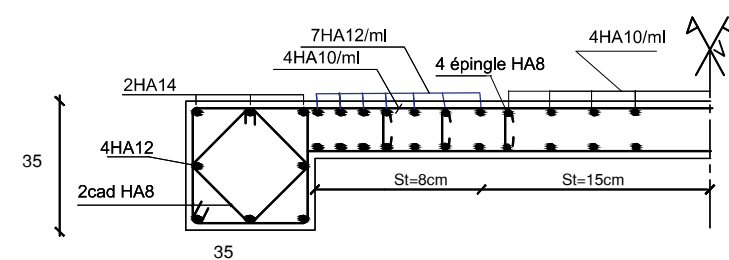
Voiles VL3 en zone I



Voiles VL3 en zone II

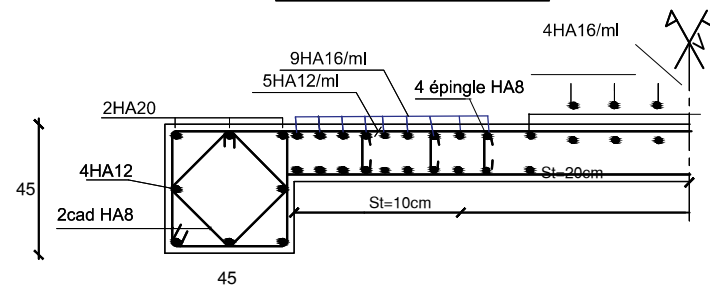


Voiles VL3 en zone III

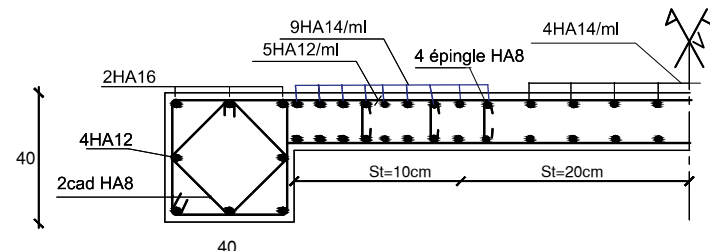


- FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

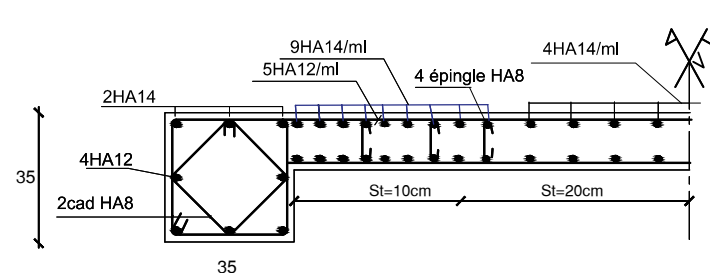
Voiles VL4 en zone I



Voiles VL4 en zone II

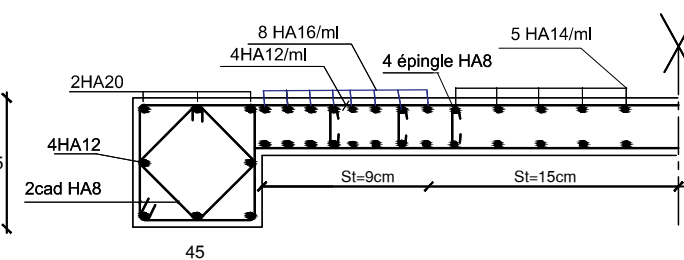


Voiles VL4 en zone III

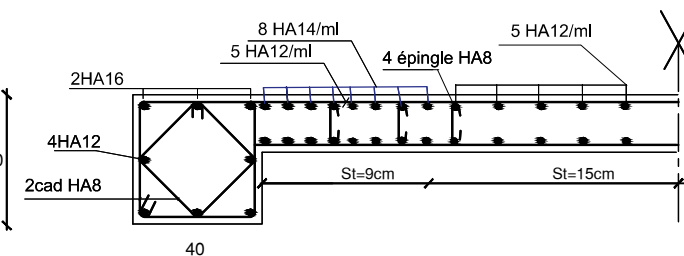


- FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-

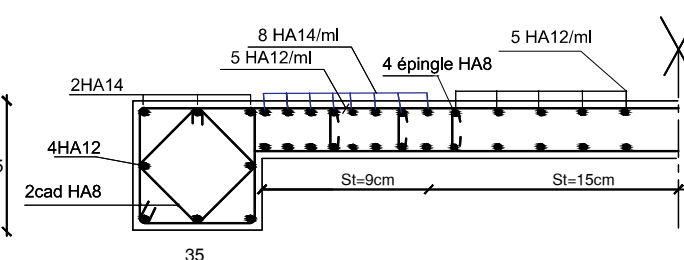
Voiles VL1 en zone I



Voiles VL1 en zone II

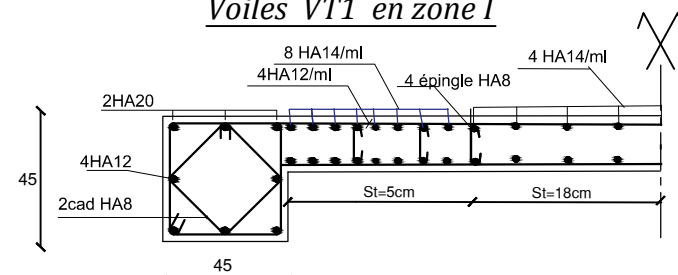


Voiles VL1 en zone VI

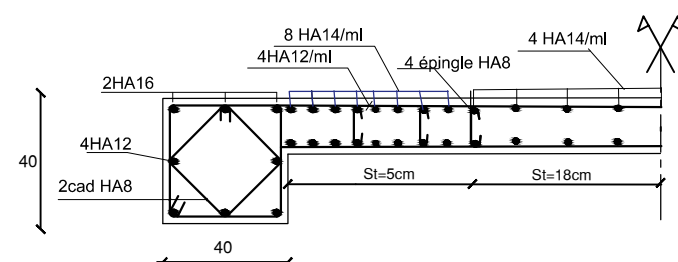


- FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX-

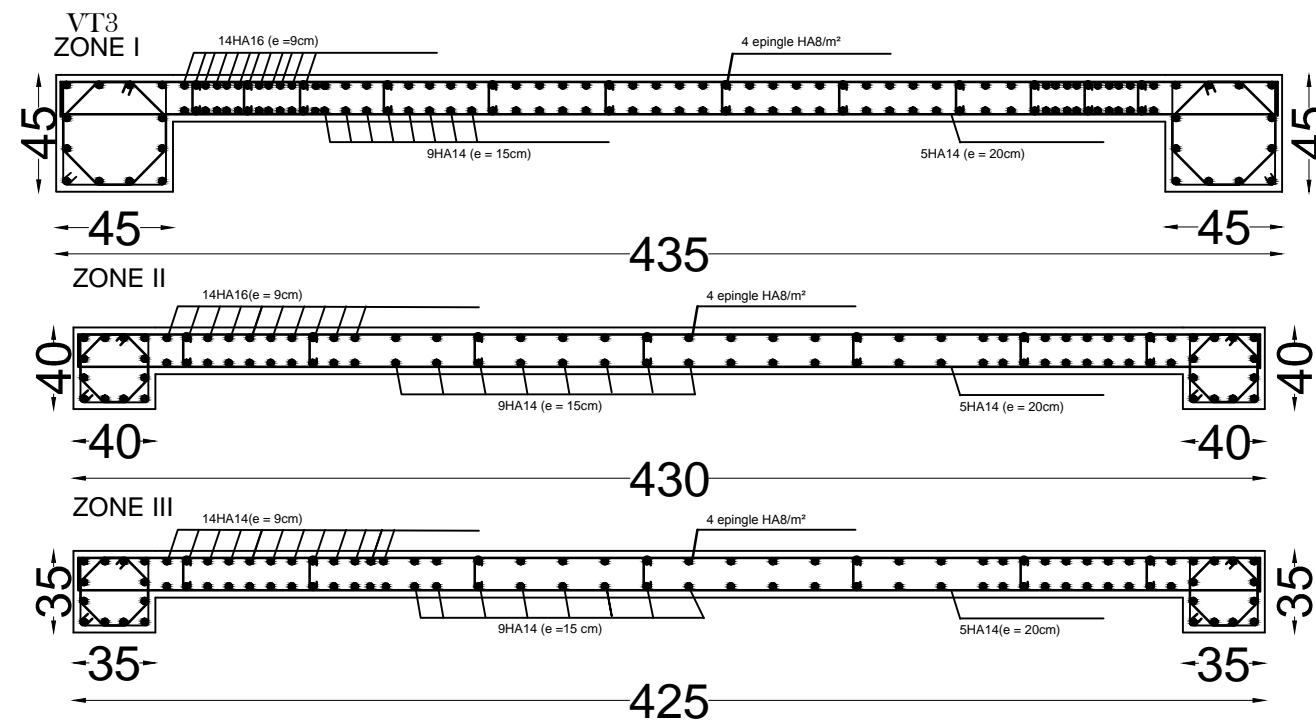
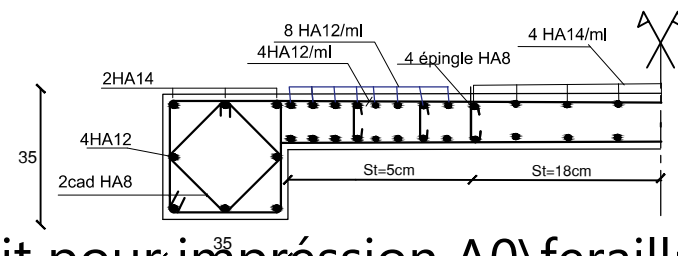
Voiles VT1 en zone I



Voiles VT1 en zone II

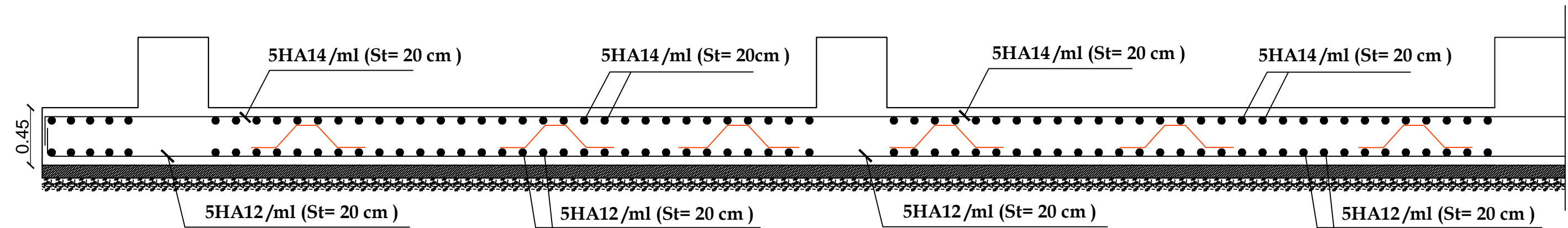


Voiles VT1 en zone III

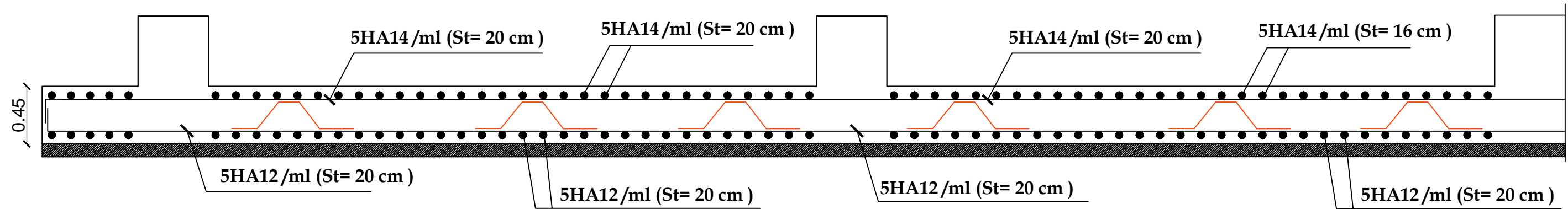


Plan de ferrailage de radier

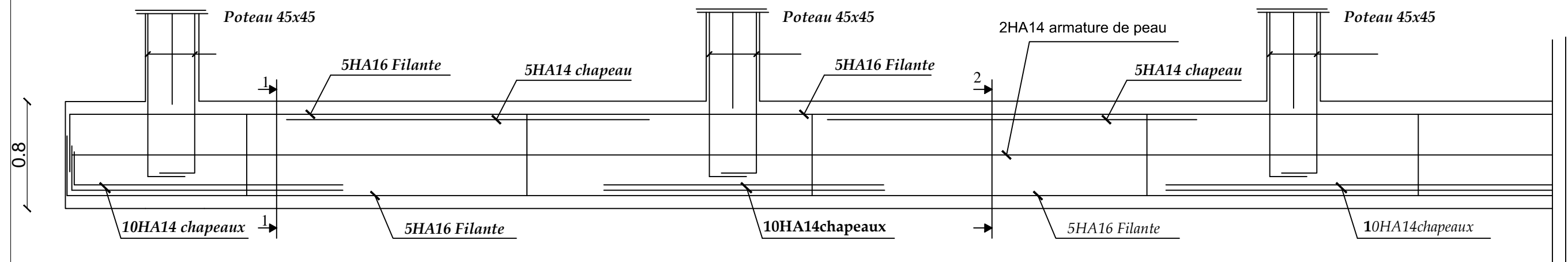
Ferrailage de la dalle sens X-X



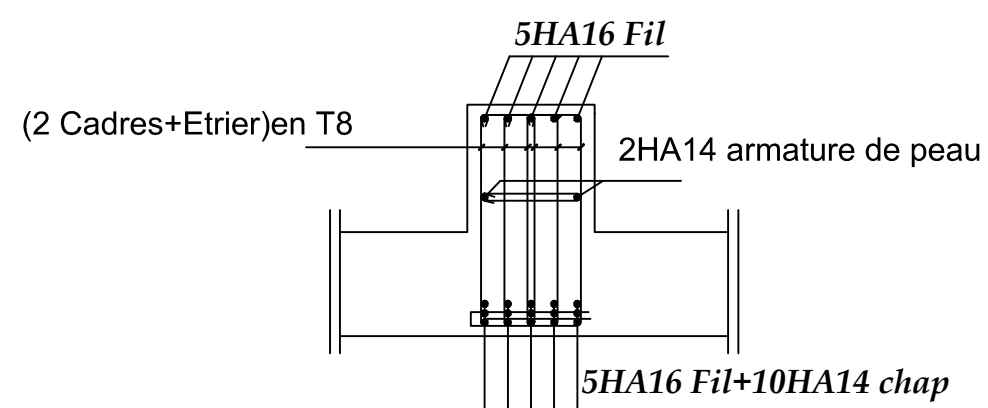
Ferrailage de la dalle sens Y-Y



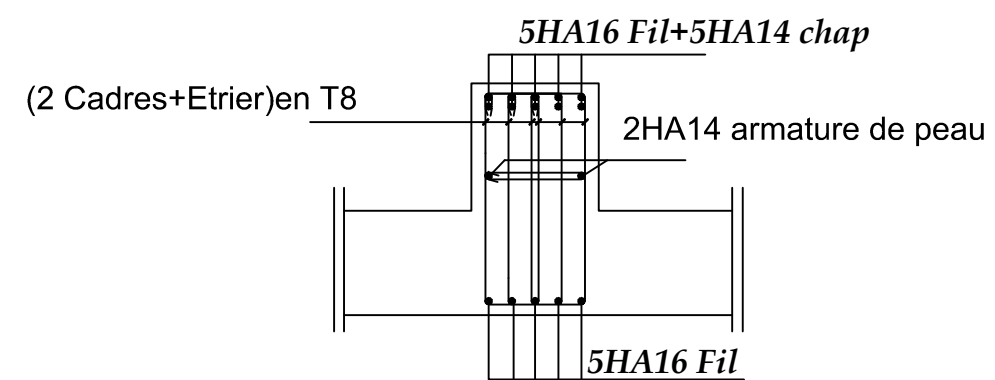
Ferraillage de la nervure

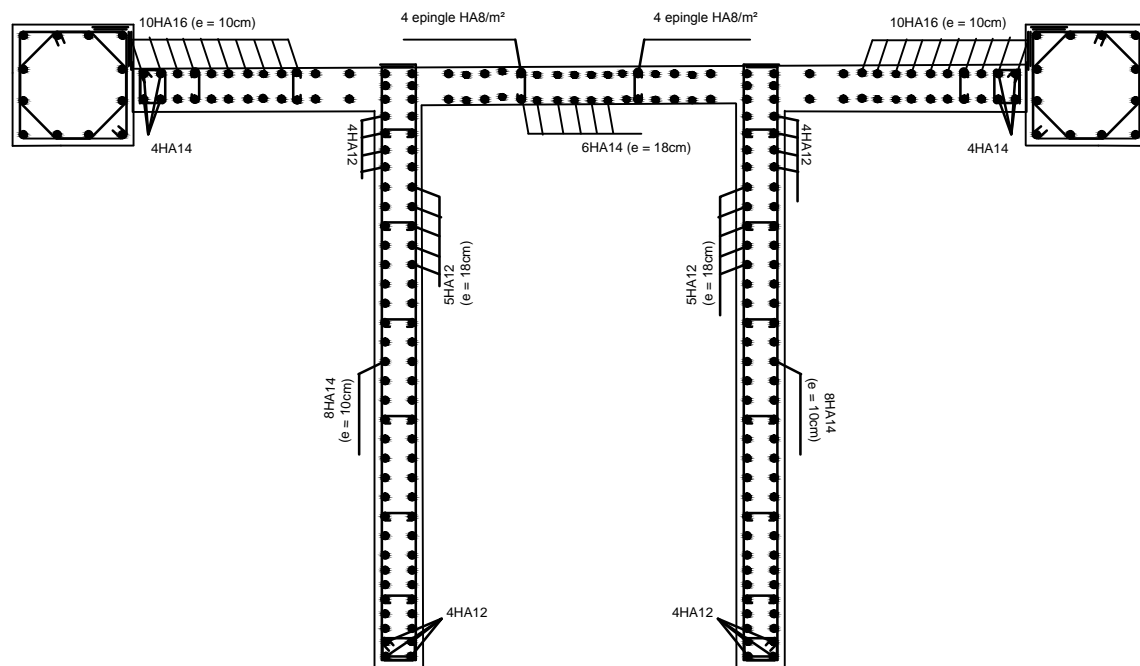


Coupe 1-1

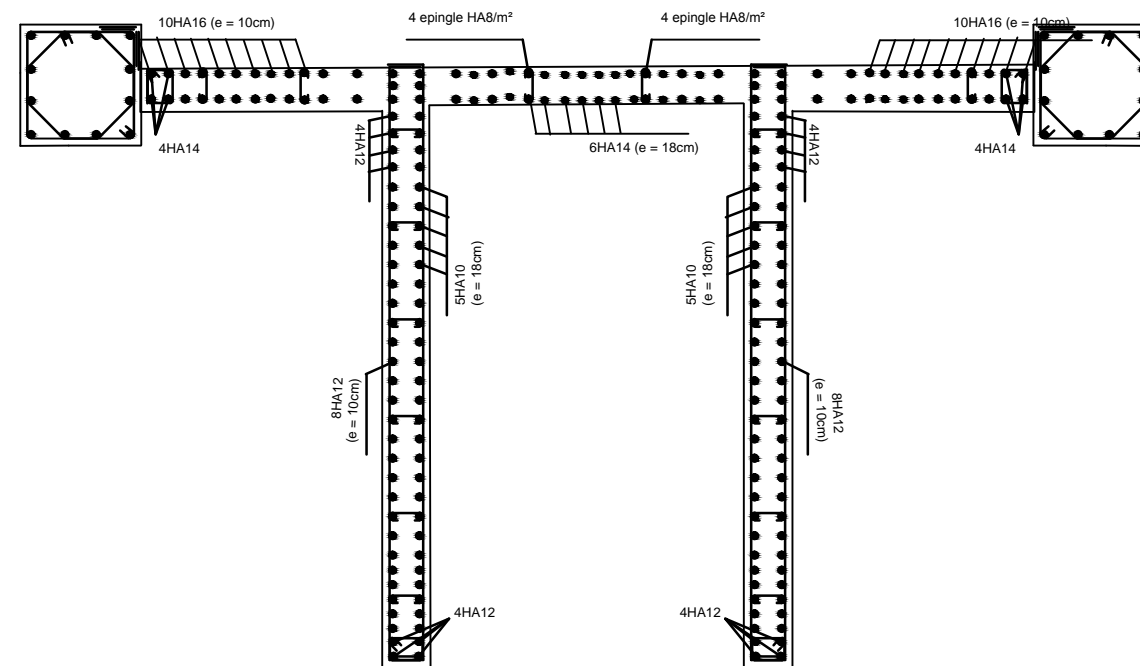


Coupe 2-2

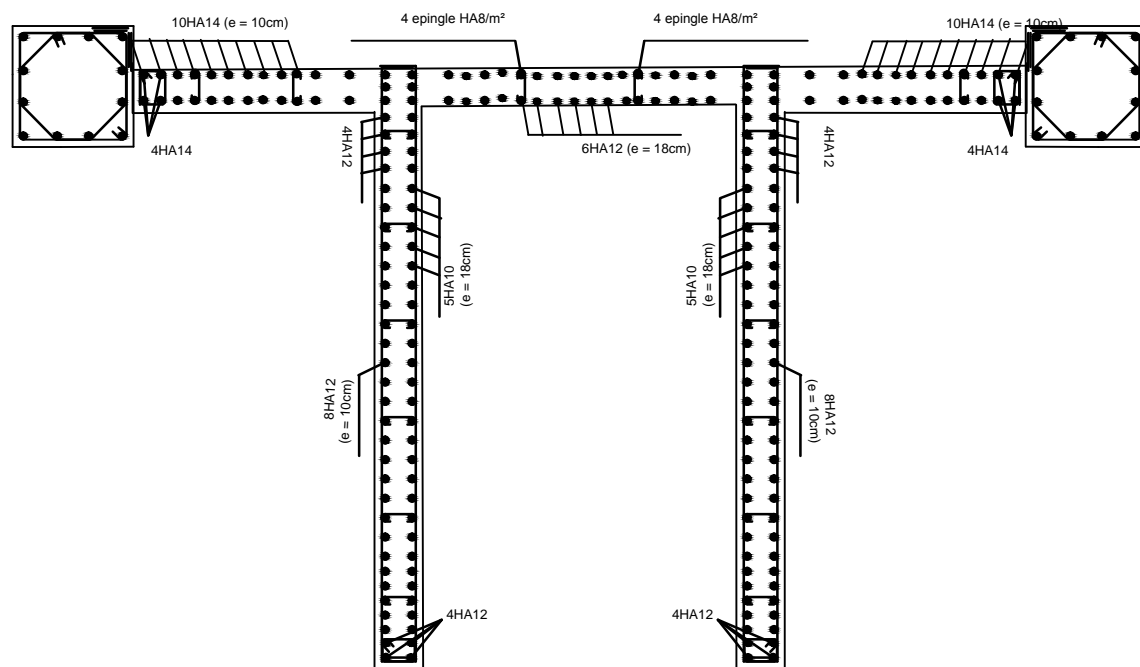




voile salle machine
Zone I

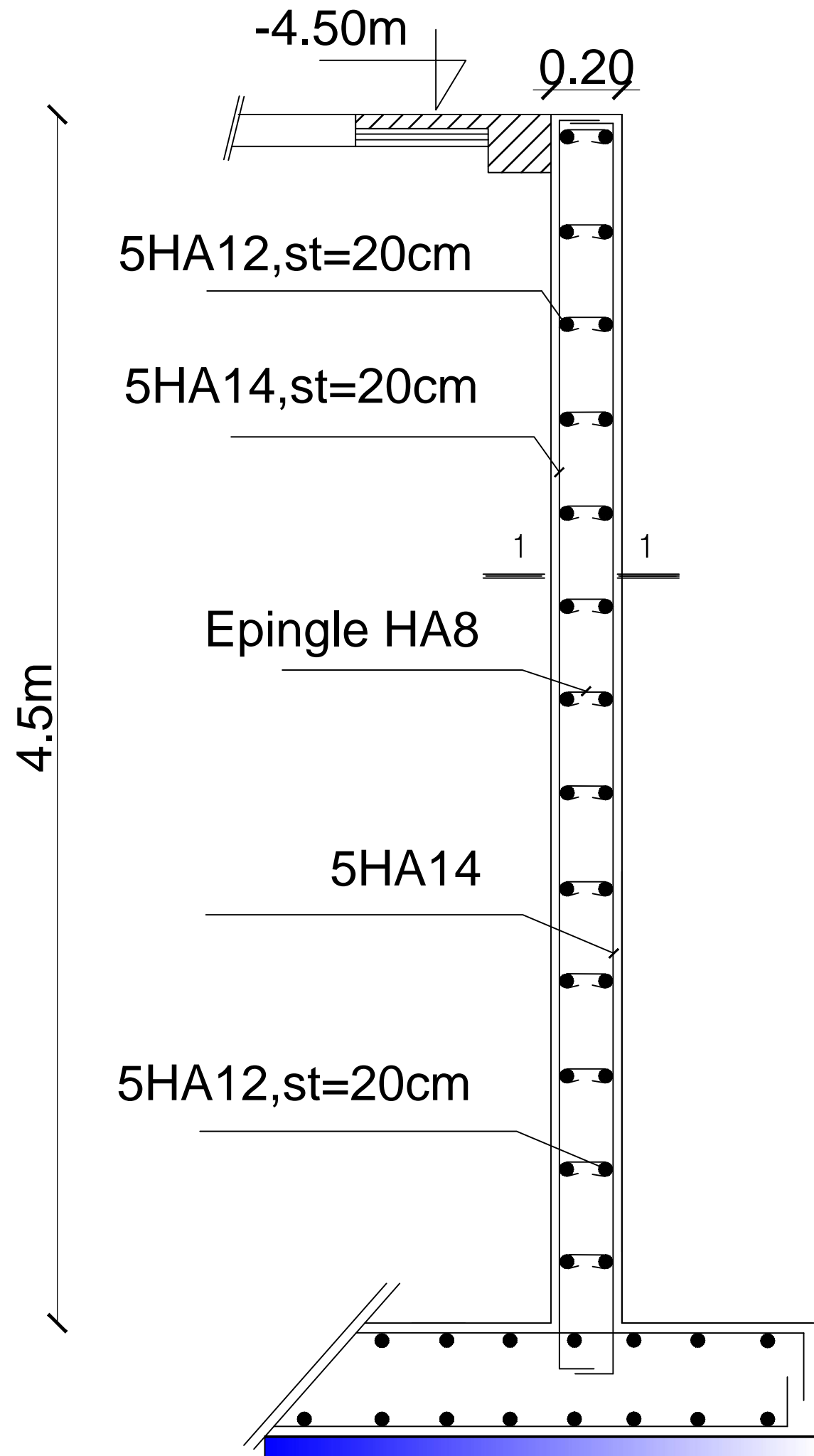


voile salle machine
Zone II

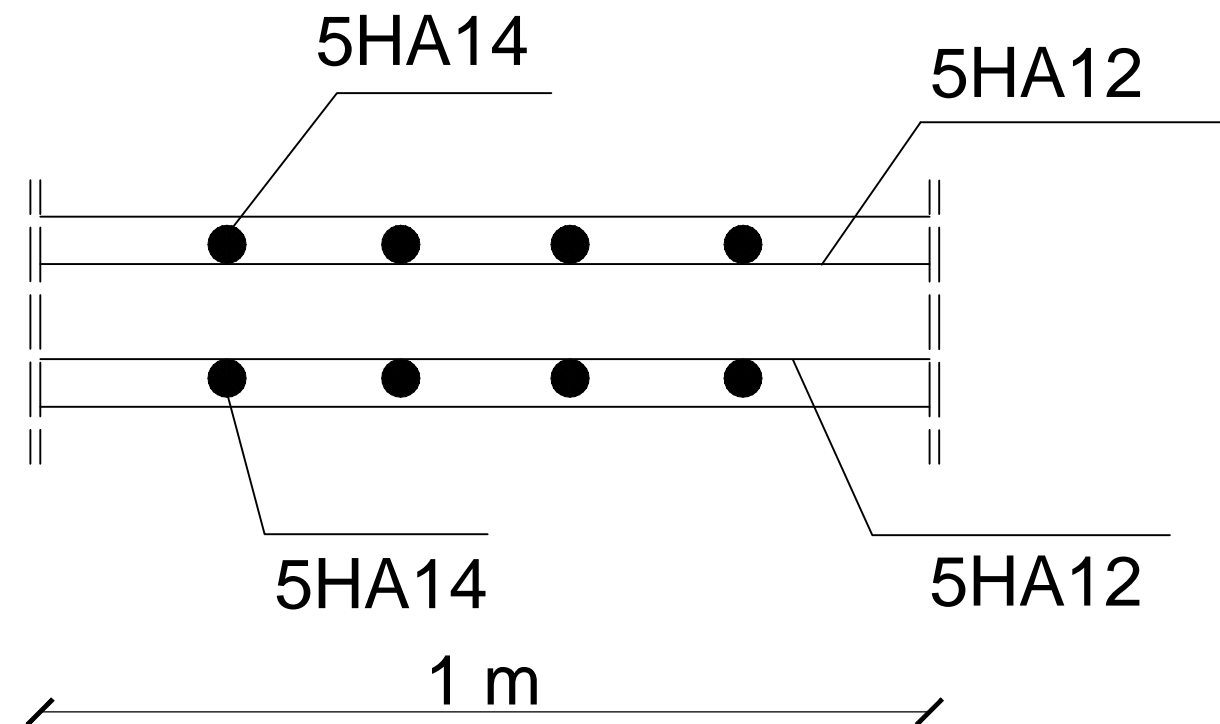


voile salle machine
Zone III

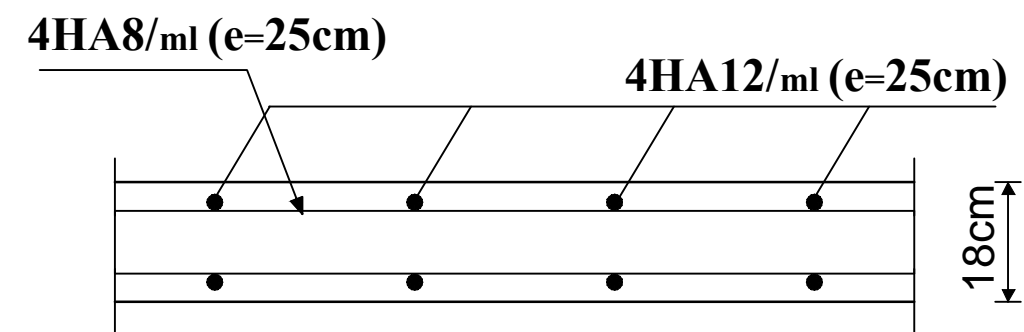
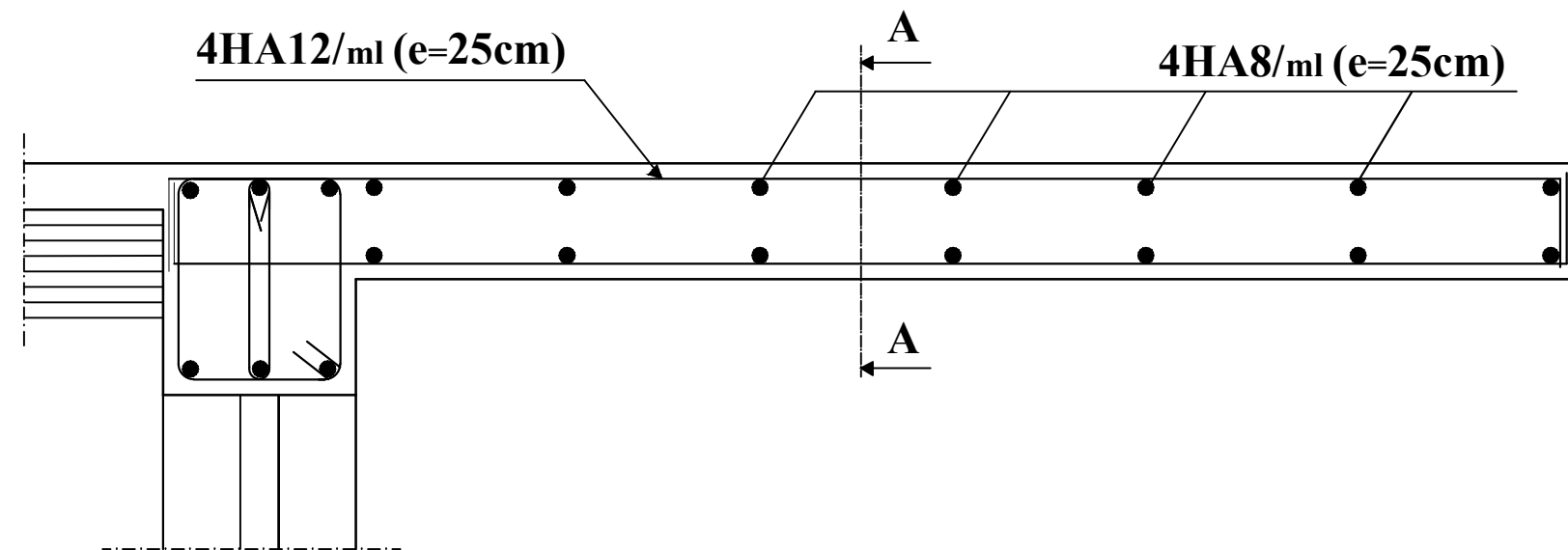
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mme HADJ ALI Nadia Mme BOUBCHIR Khoukha	PLANS DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme AKMOUSSI	2018



Coupe 1-1

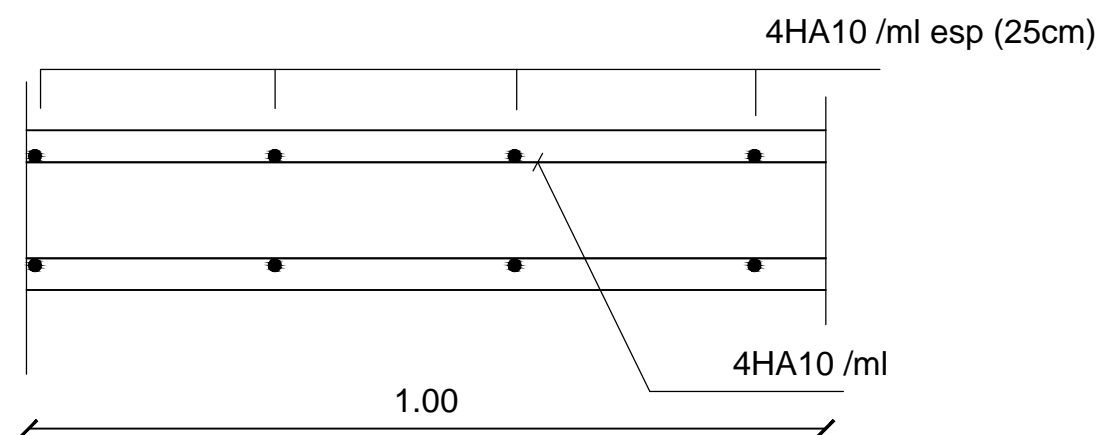
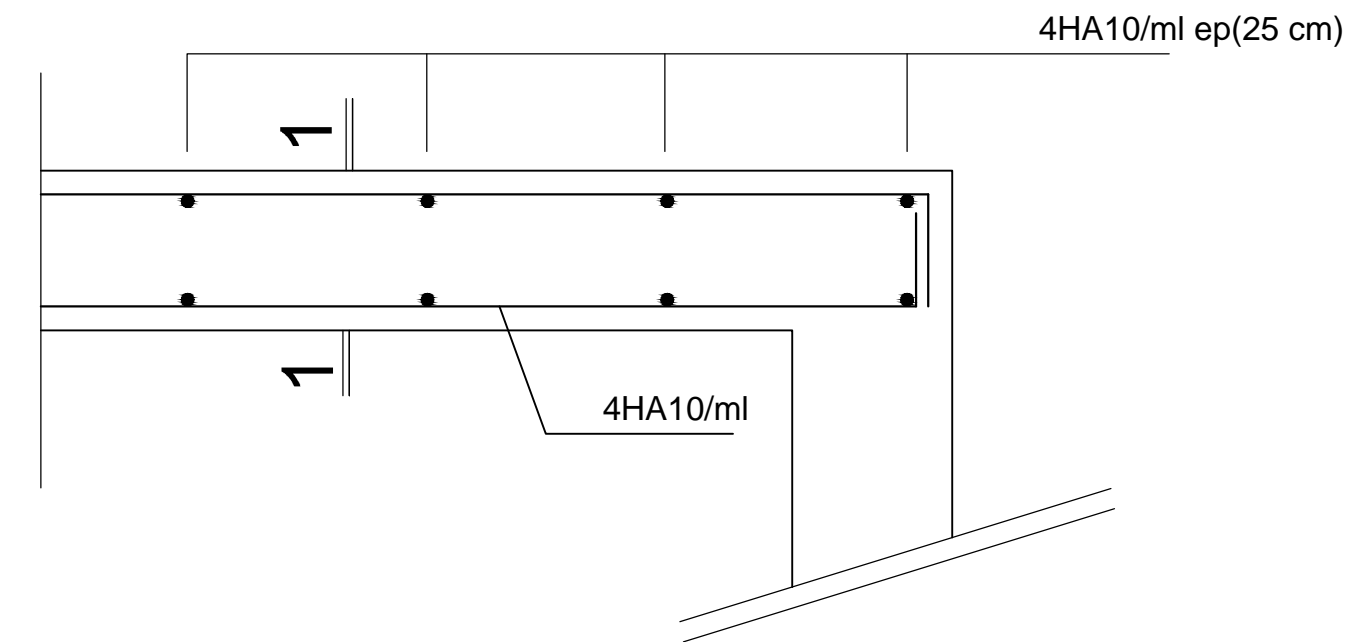


Plan de ferrailage du Mur
plaque



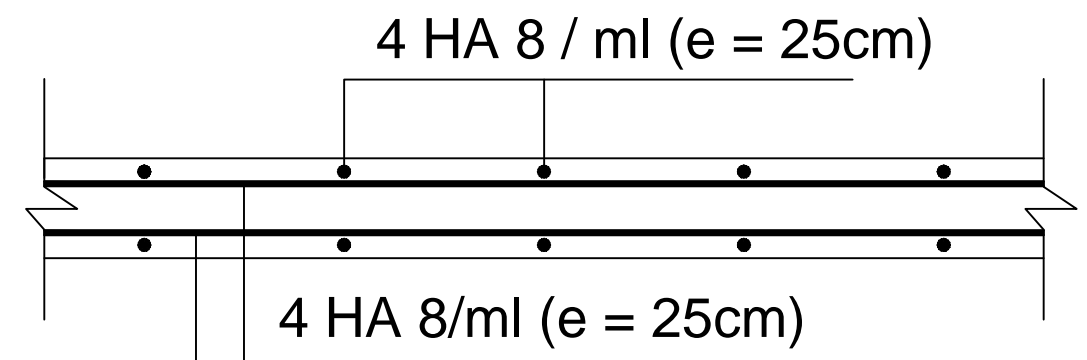
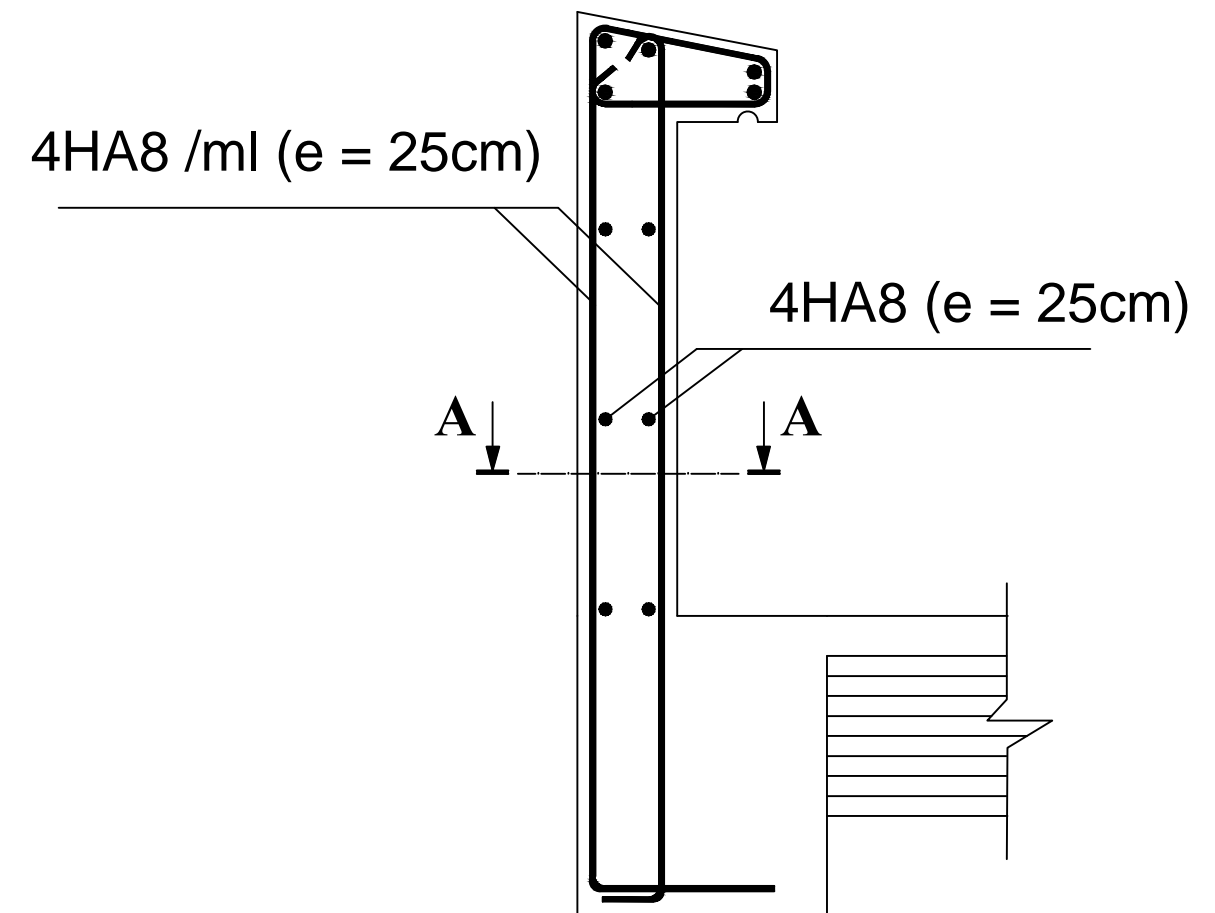
Coupe A-A

Plan de ferrailage du balcon



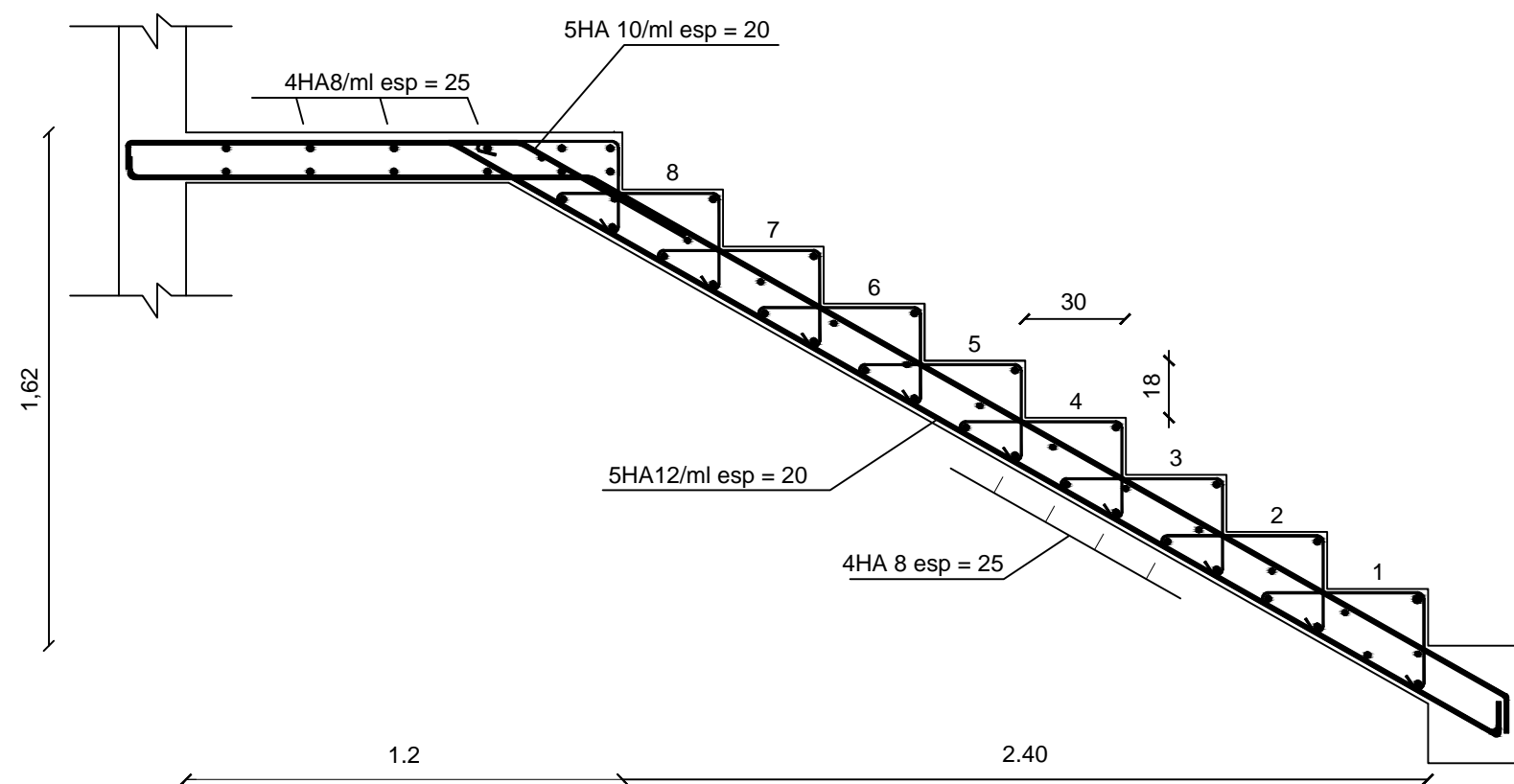
coupe 1-1

Ferrailage de la salle
machine

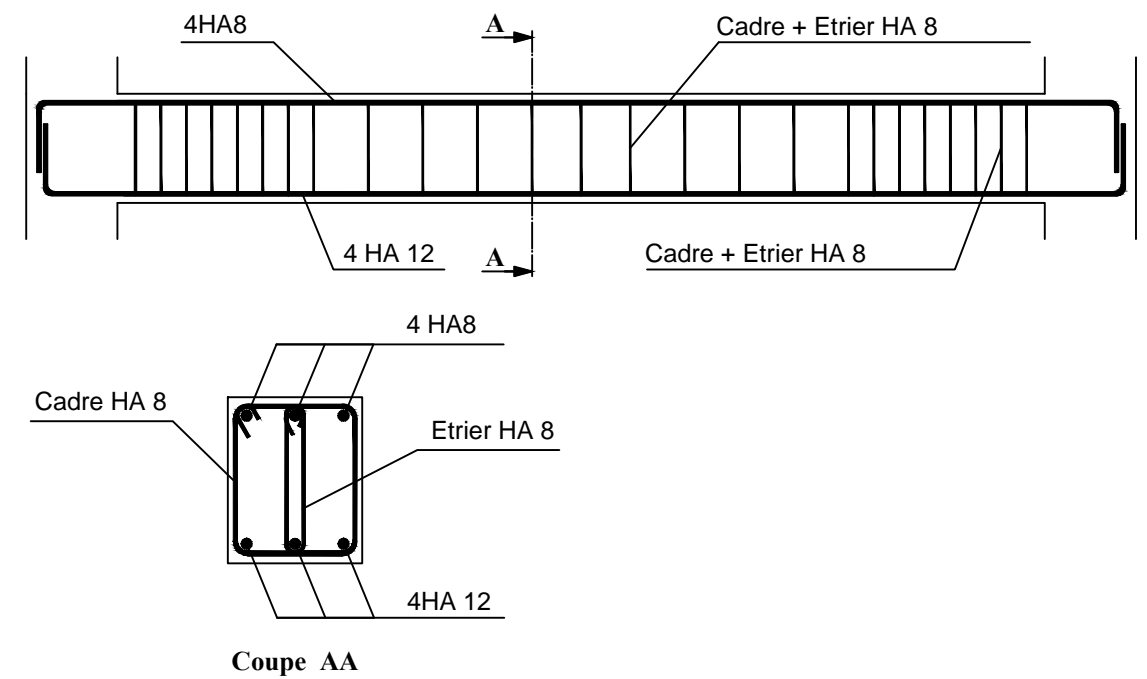


Coupe A-A

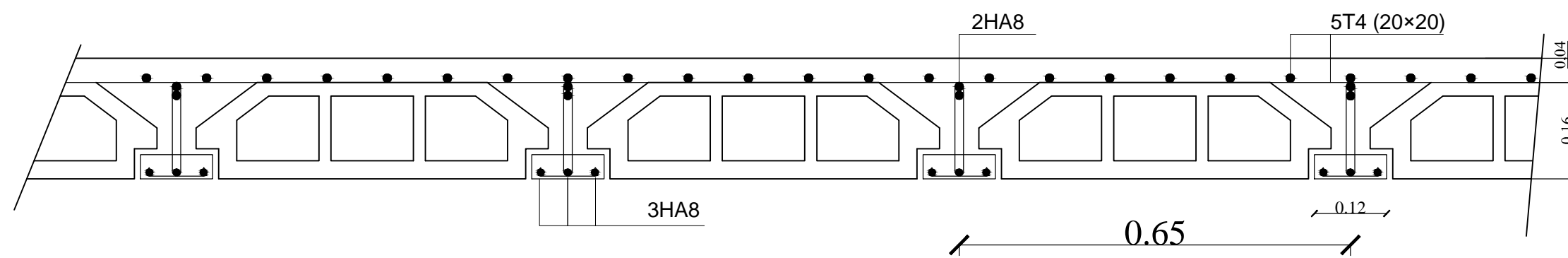
Plan de Ferrailage
de l'acrotère



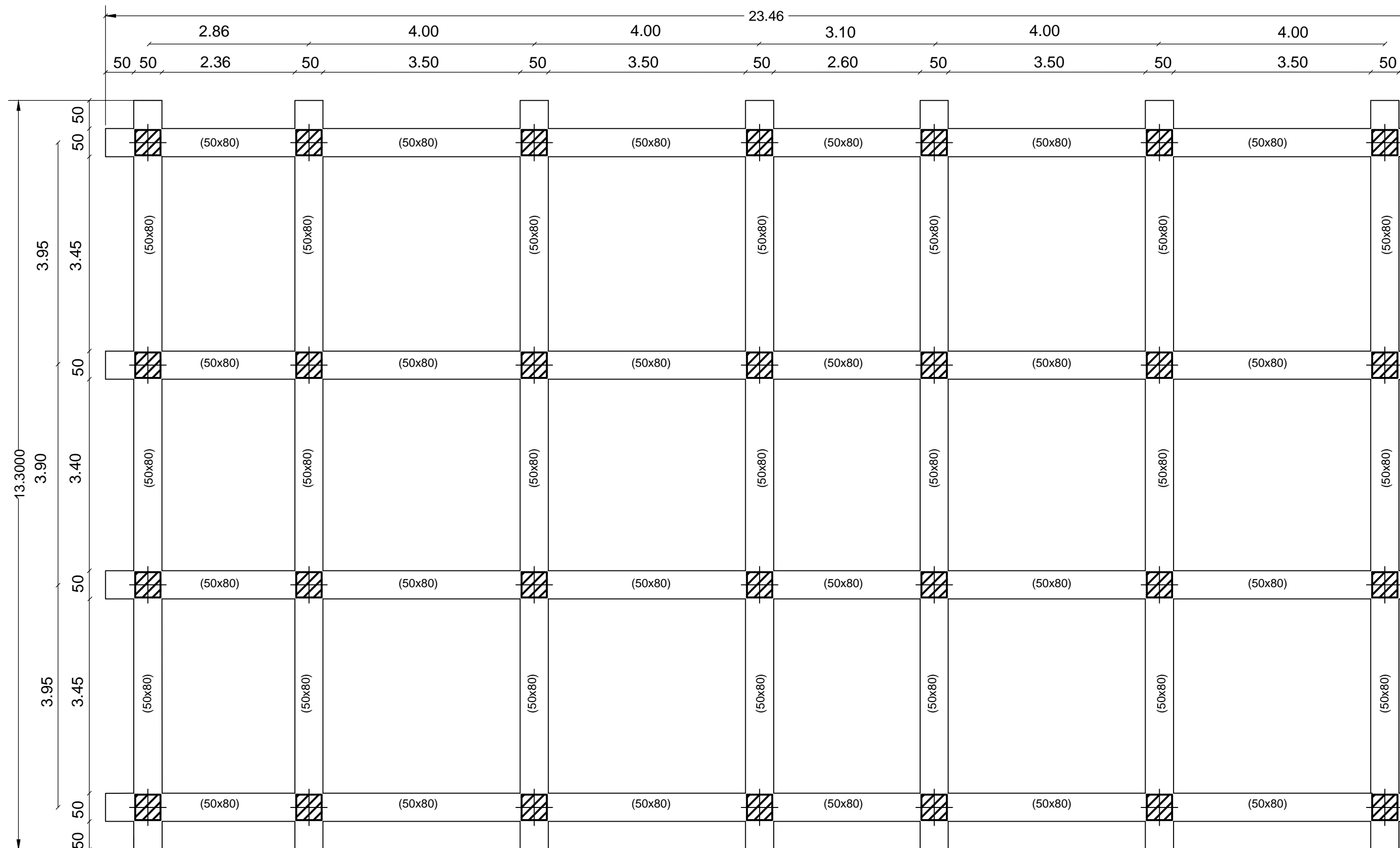
Plan de ferrailage de l'escalier



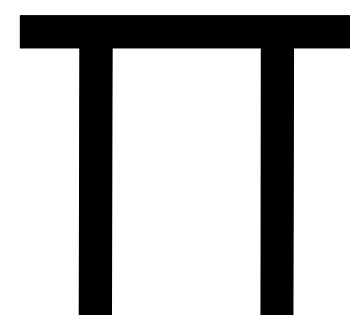
Plan de Ferrailage de la poutre palière



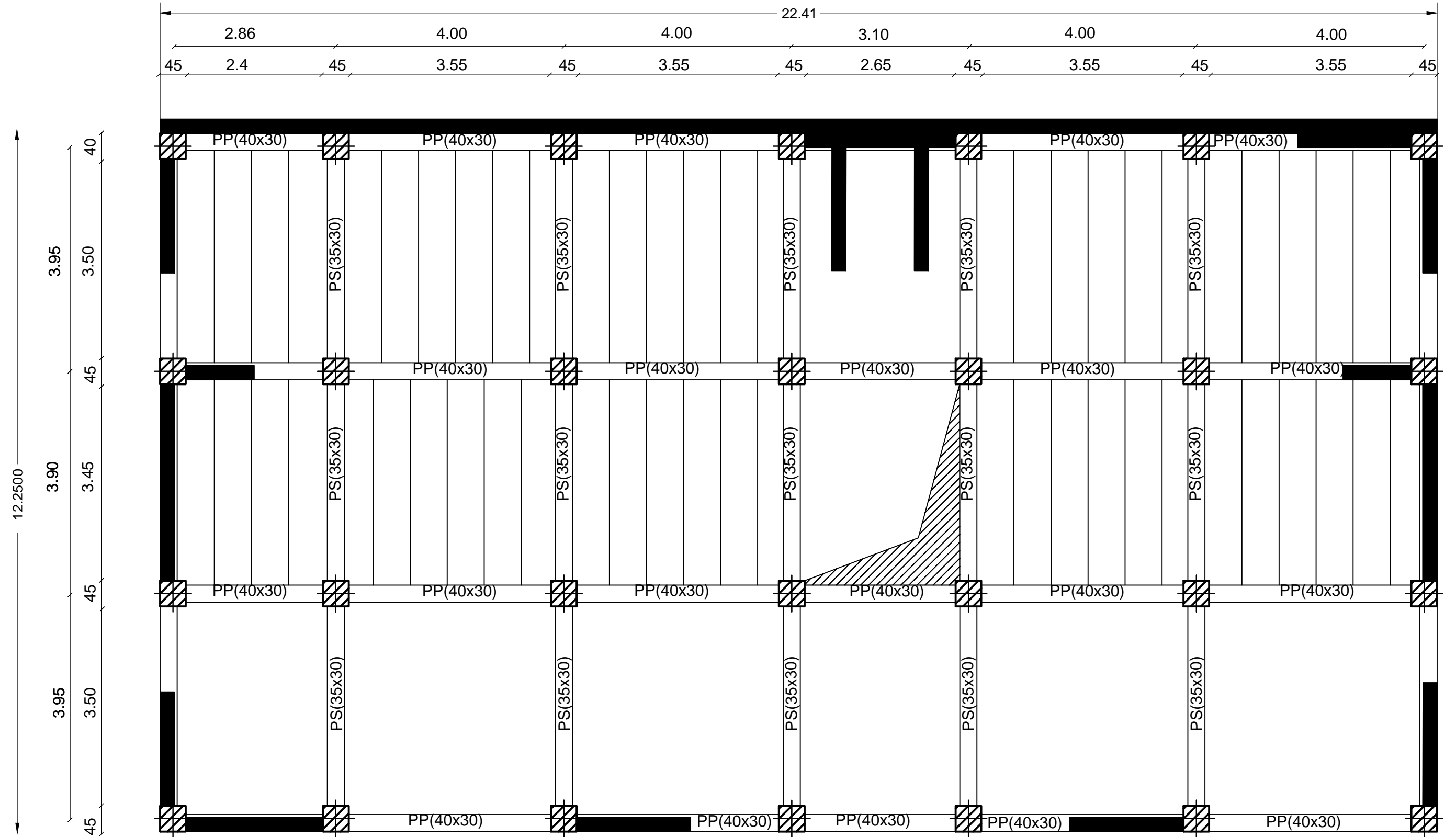
- FERRAILLAGE DU PLANCHER -



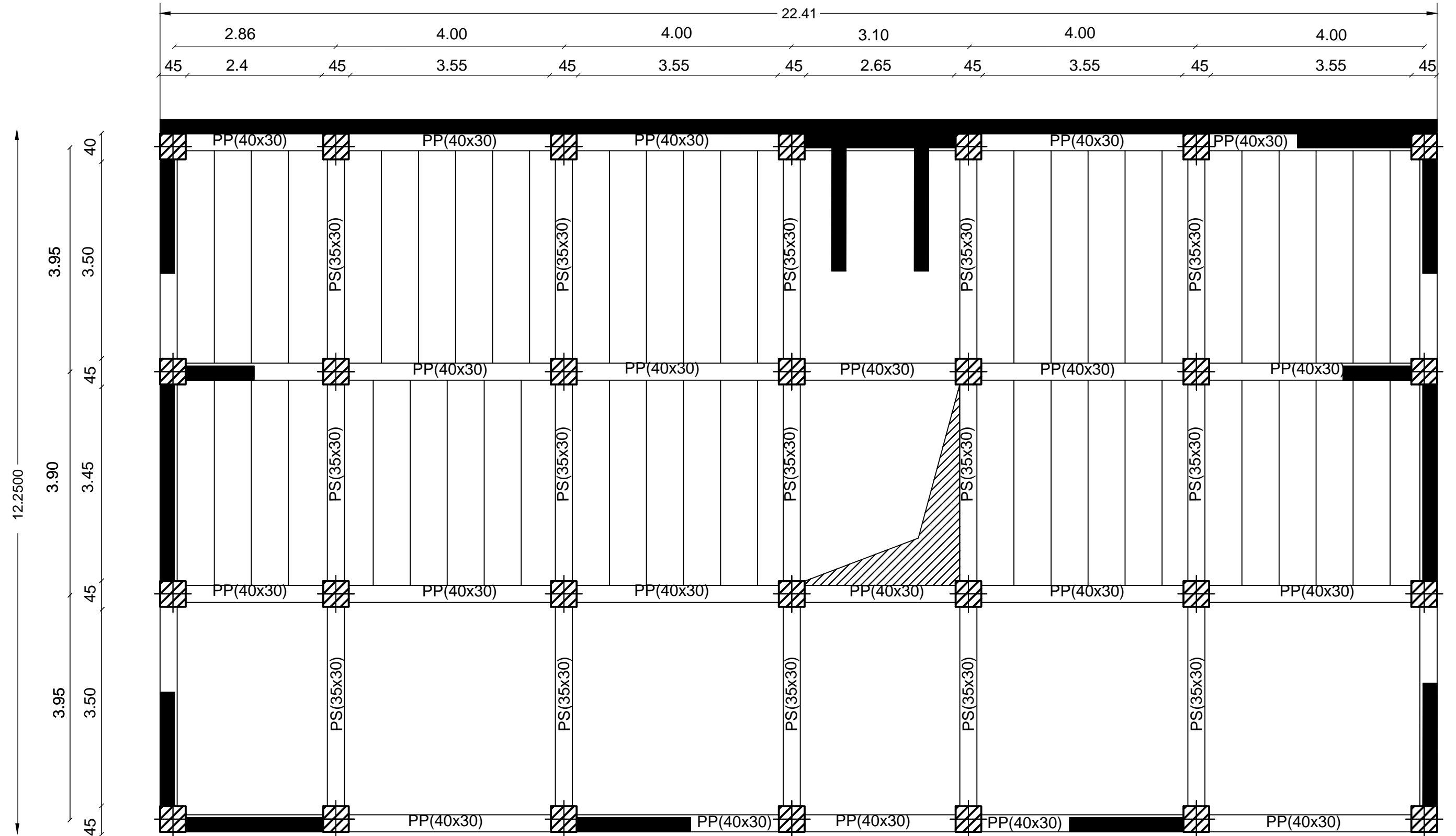
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER



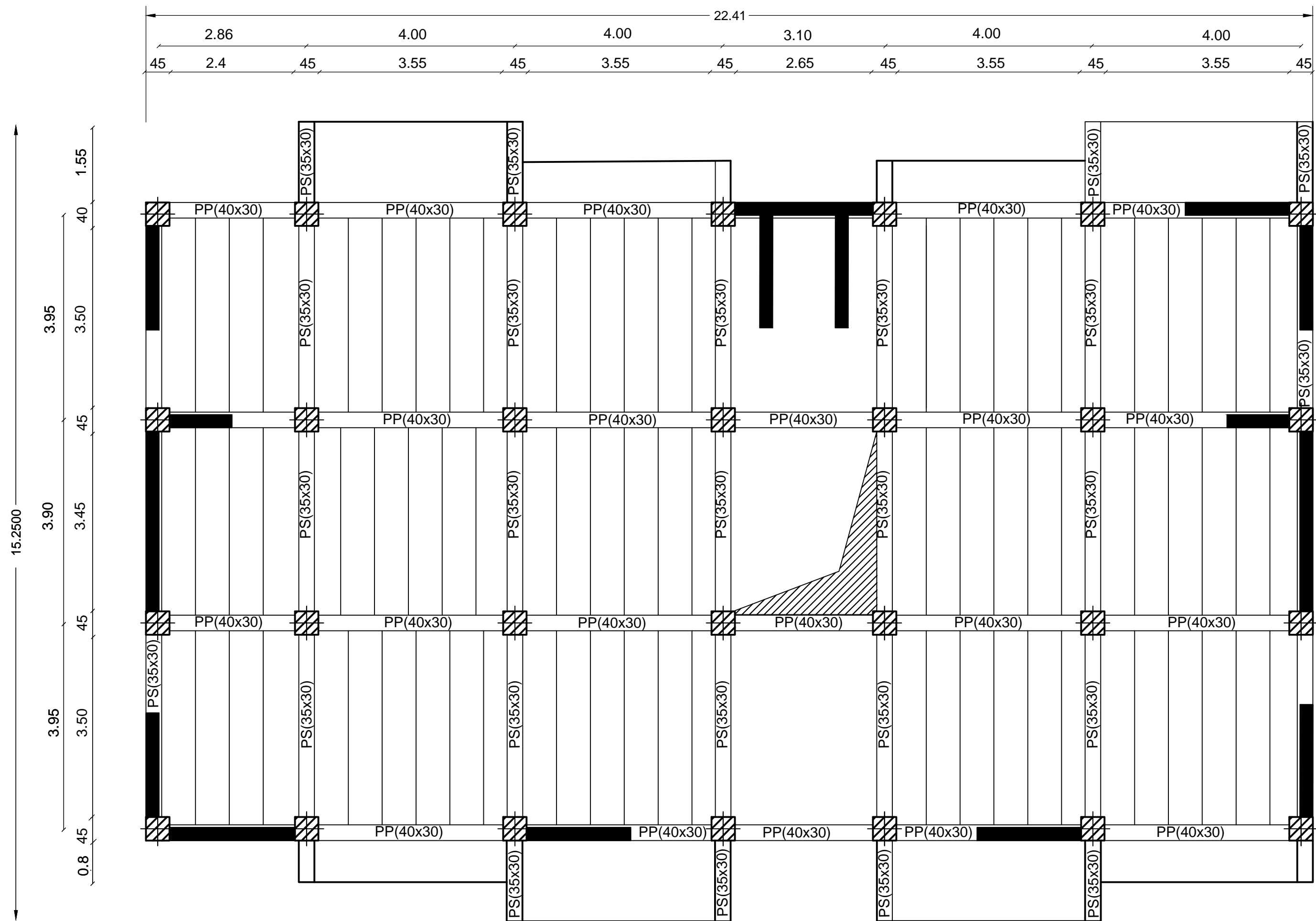
DISPOSITON DES VOILES



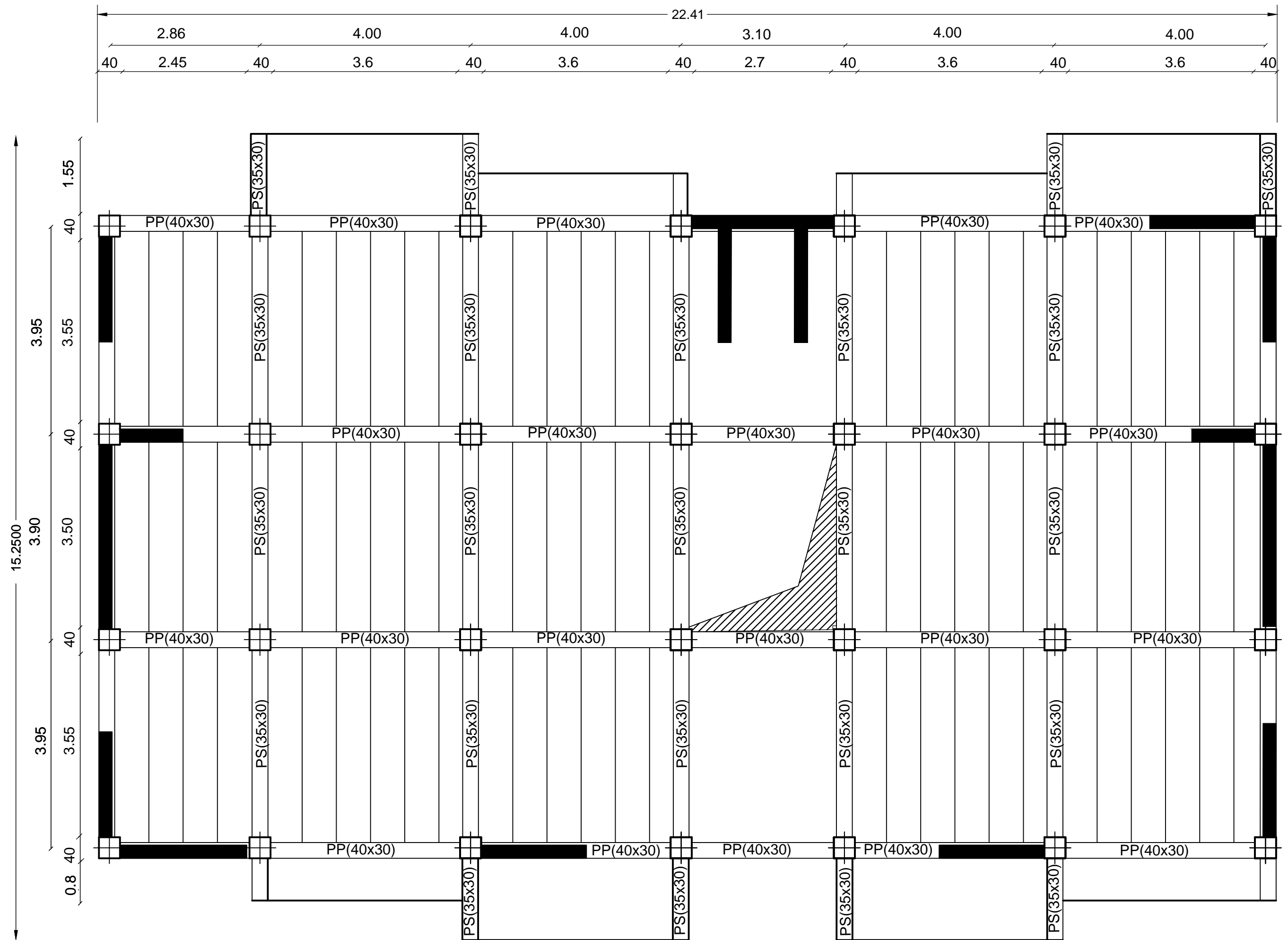
PLAN DE COFFRAGE DU RDC



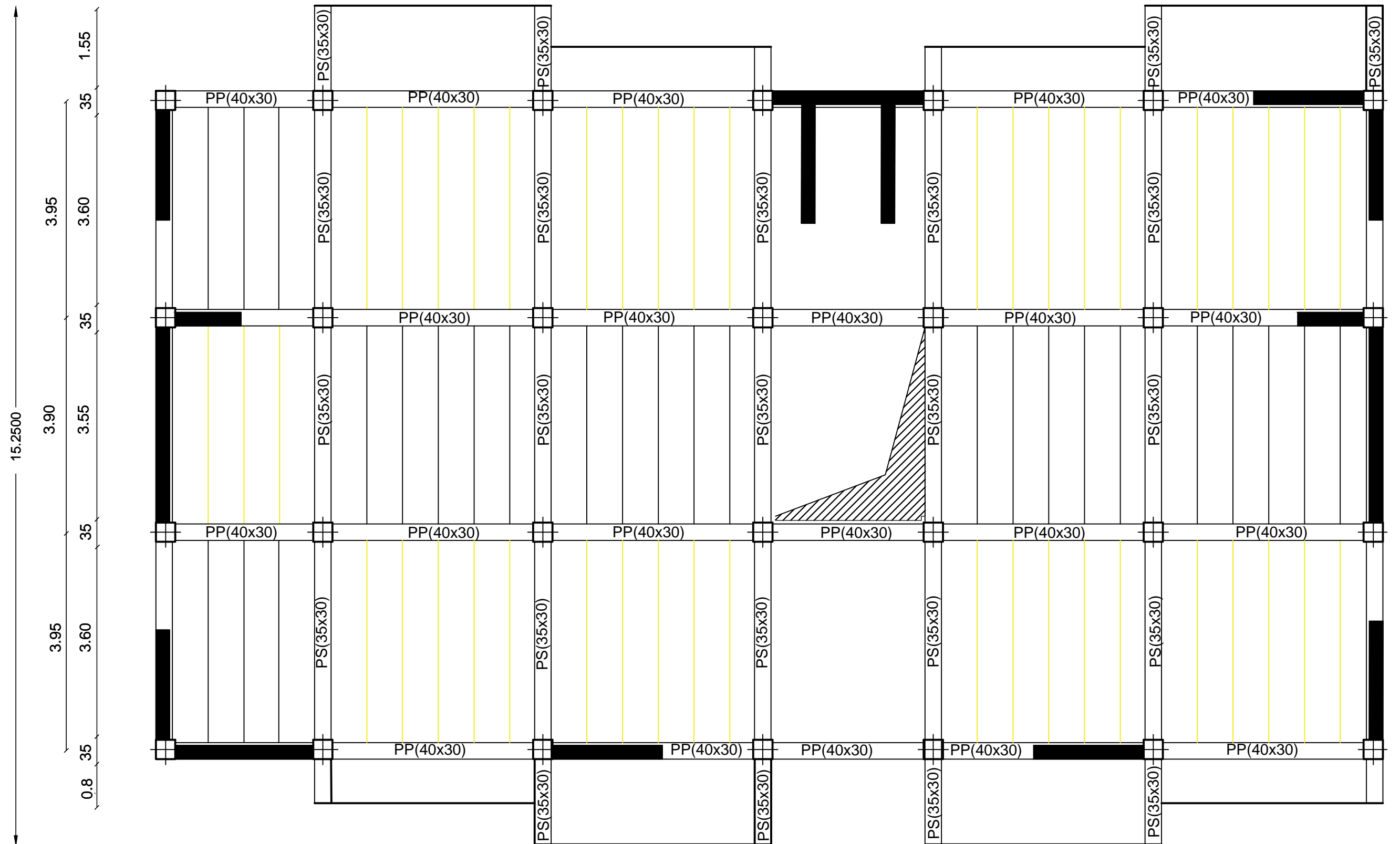
PLAN DE COFFRAGE DU RDC



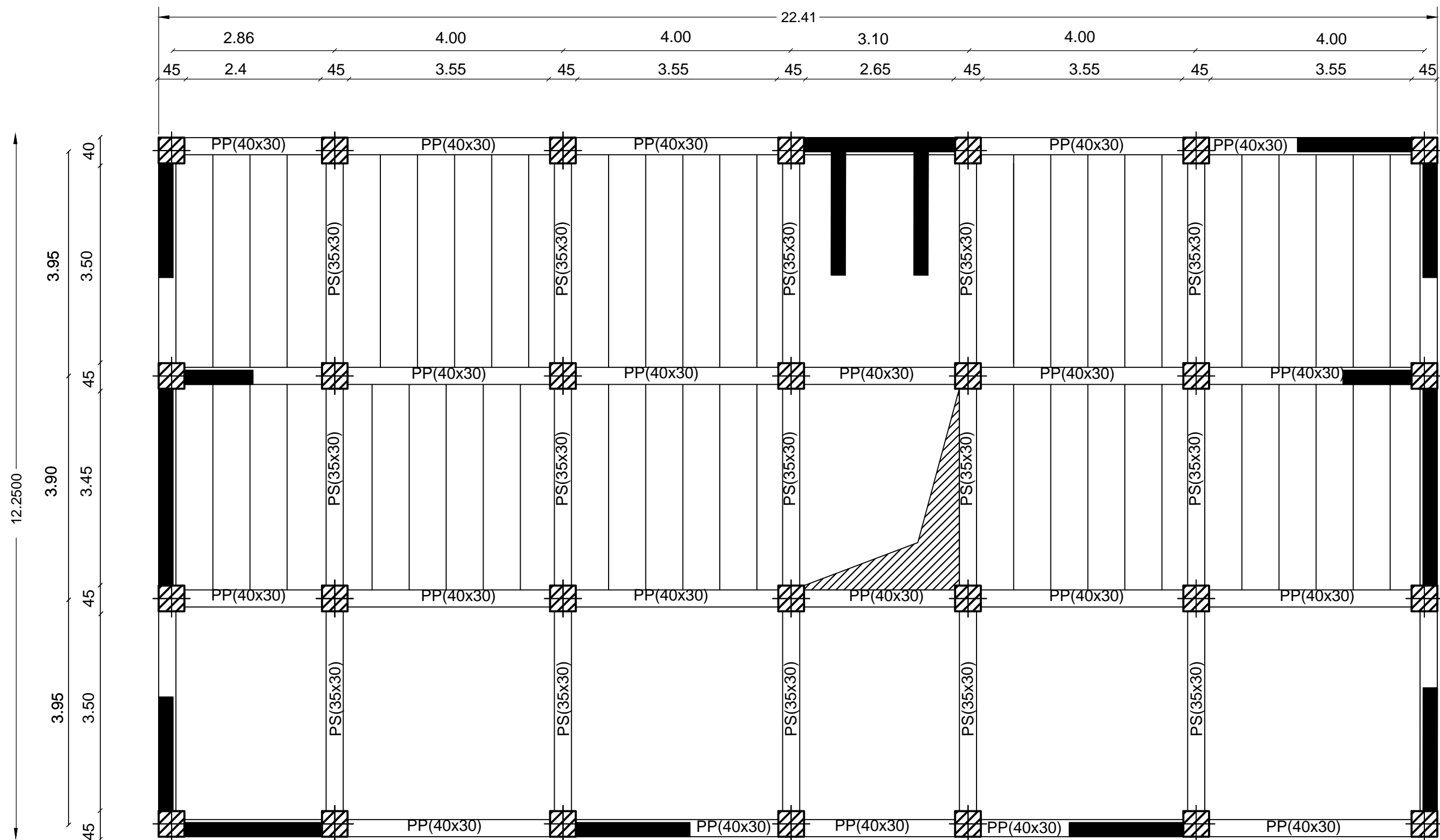
PLAN DE COFFRAGE DU 1er ETAGE



PLAN DE COFFRAGE DU 2ème ,3ème et 4ème ETAGE



PLAN DE COFFRAGE DU 5ème ,6ème 7ème 8ème ET 9ème ETAGE



PLAN DE COFFRAGE D' ETAGE DE SERVICE