

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère
de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme MASTER en Génie Civil
Option : Construction Civiles et Industrielles.

Thème

**Calcul des éléments porteurs en B.A.
D'une structure hôtelière (R+4 et 2 Entre-Sols)
avec une étude des fondations sur pieux.**

Réalisé par :
ABBOUD Fazia

Encadrée par :
M^r : AIT AIDER H.

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience et nous avoir gardé en bonne santé jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste projet.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr. AIT AIDER, H ainsi que Mr. MAGHLAT, M de nous avoir encadrés, suivis et soutenus tout au long de ce travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Dédicace

Au terme de ce travail je tiens à remercier en premier lieu le Dieu qui a donné la force d'achever ce projet de fin d'étude

Je dédie ce modeste travail à :

Toute personne ayant participé de près et de loin à l'élaboration de ce projet.

Fazia ABBOUD 

Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs et les masters en 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 et les masters 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 hôtel catégorie 4 composé de 2 blocs à usage commercial contreventé par voiles, 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.

CONCLUSION

Au terme de ce travail de mémoire de fin d'études j'ai étudié une structure en B.A (R+4 + 02 Entre -sols).

Après l'étape de calcul des éléments porteurs, il s'est avéré que la structure qui repose sur un sol de très faible capacité porteuse. D'où la nécessité d'orienter notre choix vers les fondations sur pieux.

Ceci m'a permis de réviser toute la partie des fondations profondes qui représente la partie essentielle de mon projet. Ce choix est justifié par un sol (0.5 bars sur la profondeur allant jusqu'à 5.5m et 1.85 bars au-delà). Il est également à signaler que le sol est de l'argile saturée avec des tassements importants.

Le type de pieux choisi est « pieux forés tubés » sur une profondeur de 15.50m avec chemisage. Ceci nous a admis d'effectuer un calcul uniquement de la pointe des pieux. Sur la tête des pieux nous avons opté pour un radier général pour des considérations pratiques afin d'éviter les risques de tassement inhérent au site du projet.

INTRODUCTION :

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un relais routier avec un hôtel catégorie 4 étoiles (52 chambres). Il est considéré comme un ouvrage à importance moyenne (groupe d'usage 2 et service) contreventé par des portiques et voiles.

I-1 Description de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de cette étude est constitué d'un bâtiment à 2 blocs et chaque bloc est constitué de:

- Deux sous sols a usage Parking
- Un rez-de-chaussée à usage commercial et service.
- 03 Etages pour le 1^{ER} bloc et 04 Etages pour le 2eme bloc.
- Une terrasse accessible.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur pour chaque bloc et une monte de charge pour le bloc 2.

Groupe d'usage : **Groupe 02** (Importance moyenne).

Classification du site : **S4** de 0.00 à 5.50 m de profondeur (site **très meuble**).

S3 au-delà de 5.50 m de profondeur (site **meuble**).

Contraintes de sol : **0.5 Bars** de 0.00 à 5.50 m de profondeur et **1.85 Bars** au-delà de 5.50 m de profondeur.

La présentation des eaux de ruissellement : Donc plusieurs précautions devront être prises avant d'entamer les fondations (mur de soutènement, drainages des eaux superficielles, le drain périphérique...)

I-2 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de 1^{er} Bloc :

- Longueur totale du bâtimentL =32.10 m
- Largeur totale du bâtimentB =11.10 m
- Hauteur de 2eme sous sol hr =4.59 m
- Hauteur de 2eme sous sol hr =3.40 m
- Hauteur de Rez-de-chausséehr = 3.74 m
- Hauteur de l'étage courant.....he = 3.40 m
- Hauteur totale du bâtiment.....H =21.93 m

Les caractéristiques géométriques de 2^{eme} Bloc :

- Longueur totale du bâtimentL =26.10 m
- Largeur totale du bâtimentB =24.88 m
- Hauteur de 2eme sous sol h_{2ss} =4.59 m
- Hauteur de 2eme sous sol h_{1ss} =3.40 m
- Hauteur de Rez-de-chausséehr = 3.74 m
- Hauteur de l'étage courant.....he = 3.40 m
- Hauteur totale du bâtiment.....H =25.33 m

I-3) Différents éléments de l'ouvrage :**I-3-1) Planchers :****a) Planchers en corps creux :**

Tous les planchers des étages seront en corps creux, Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I-3-2) Maçonnerie :

Les murs extérieurs : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10))

Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm)

I-3-3) Revêtement :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eaux et les locaux humides

I-3-4) Escaliers et ascenseur :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ces escaliers comportent deux volées au trois volées et seront constituées de paliers et paillasses coulés sur place ; en plus de la cage d'escaliers l'ouvrage est muni d'une cage d'ascenseur réalisée en brique.

I -4) Caractéristiques mécaniques des matériaux**I -4-1) le béton :****I -4-1-1) Résistance caractéristique à la compression**

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Dans notre cas $f_{c28} = 25$ Mpa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99**)

I -4-1-2) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (**Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99**) :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

I -4-1-3) Contraintes limites :**a) Etat limite ultime (ELU) : (Art A.4.3, 41 BAEL91 modifiées 99)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton.

b) Contrainte limite de cisaillement:

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (**art A.5.1.1 BAEL91 modifiées 99**) :

c) État limite de service (ELS) (Art. A.4.5.2, BAEL91 modifiées 99) :

La contrainte de compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$, $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

I -4-1-4) Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

a-1) Module d'élasticité instantané (art A.2.1, 21 BAEL91 modifiées 99) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à $E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}}$. Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

a-2) Module d'élasticité différée (art A.2.1, 22 BAEL91 modifiées 99) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte d'effet de fluage de béton on prend un module de : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$, Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$ Avec : E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

c) Coefficient de poisson : (art A.2.1, 3 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales. Il sera pris égal à : $\nu = 0,2$ à ELS et $\nu = 0$ à ELU.

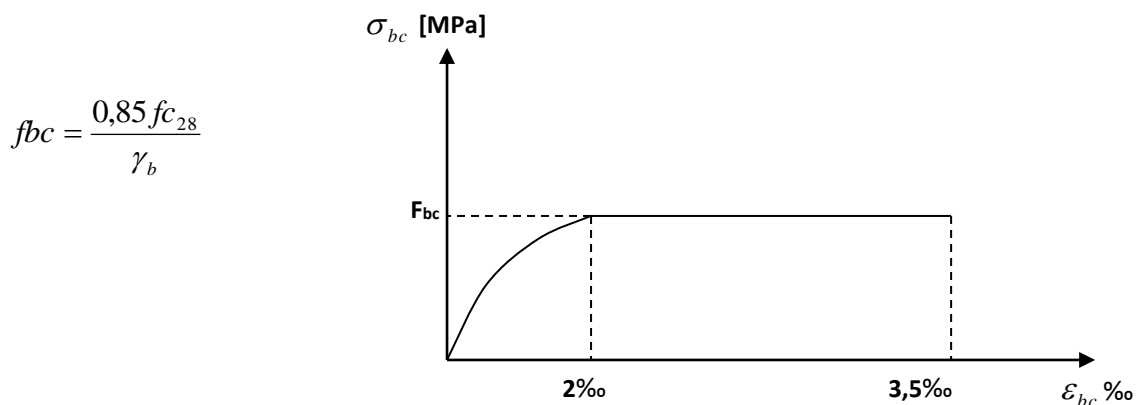
I-4-1-5) Diagramme contrainte déformation du béton :

Fig. I.1- Diagramme « contrainte- déformation » du béton (ELU)

I4 Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

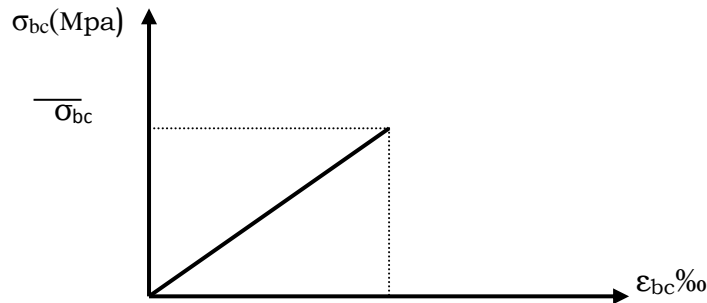


Fig. I.2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

I-4-2) Les aciers :

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψs]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés.

I-4-2-1) Module de déformation longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\,000$ Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91). Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

I-4-2-2) Contrainte limite de l'acier :

➤ **A ELU : (Art A.4.3.2/ BAEL91 modifiées 99):** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$\sigma_s = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

I-4-2-3) Diagrammes de contraintes -déformation de calcul : (CBA 93 - A.2.2.2)

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

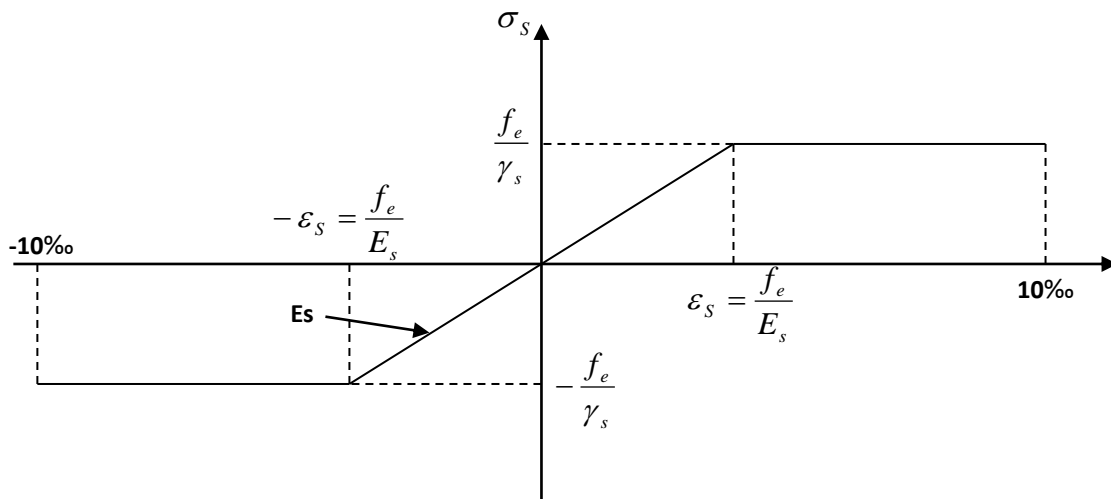


Fig. I.3 Diagramme « Contrainte – Déformation » de l'acier

➤ **A ELS: (art. A.4.5,3 BAEL91 modifié 99)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- ✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{MPa} \right).$$

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :**
C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \sigma_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

I-4-2-4) Protection d'armatures : (art A. 7.2, 4 BAEL91 modifiées 99) :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II-1) Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré dimensionner les éléments (planchers, poteaux, poutres.....) on doit d'abord déterminer le chargement.

Le poids propre des éléments est pris automatiquement en considération par le logiciel ETABS 9.7

Soit : G (les charges permanentes) et Q (les charges d'exploitations)

Plancher terrasse inaccessible : $G = 5.78 \text{ KN/ m}^2$ et $Q = 1.00 \text{ KN/ m}^2$

Plancher terrasse accessible : $G = 6.22 \text{ KN/ m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/ m}^2$

Plancher Etage courant : $G = 5.29 \text{ KN/ m}^2$ et $Q = 2.50 \text{ KN/ m}^2$

Plancher Etage 1^{er} sous sol (parking) : $G = 5.05 \text{ KN/ m}^2$ et $Q = 2.50 \text{ KN/ m}^2$

Balcons : $Q = 3.50 \text{ KN/ m}^2$

Escalier : $Q = 2.50 \text{ KN/ m}^2$

II-2) Pré dimensionnement des éléments :**II-2-1) Les planchers :**

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

a) Planchers en corps creux :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (BAEL 91 modifiées 99 Art .B.6.8, 424)}$$

$$L_{\max}=475-25=450[\text{cm}]. \text{ Ce qui nous donne : } h_t = \frac{450}{22.5} = 20.00 [\text{cm}].$$

$$\text{Pour bloc 02 : } L_{\max}=500-25=475 [\text{cm}]. \text{ Ce qui nous donne : } h_t = \frac{475}{22.5} = 21.00 [\text{cm}].$$

On opte pour un plancher de (16+5) pour les deux blocs, c'est-à-dire $h_t=21[\text{cm}]$.

D'où l'épaisseur du corps creux est de 16[cm] et l'épaisseur de la dalle de compression est de 5[cm].

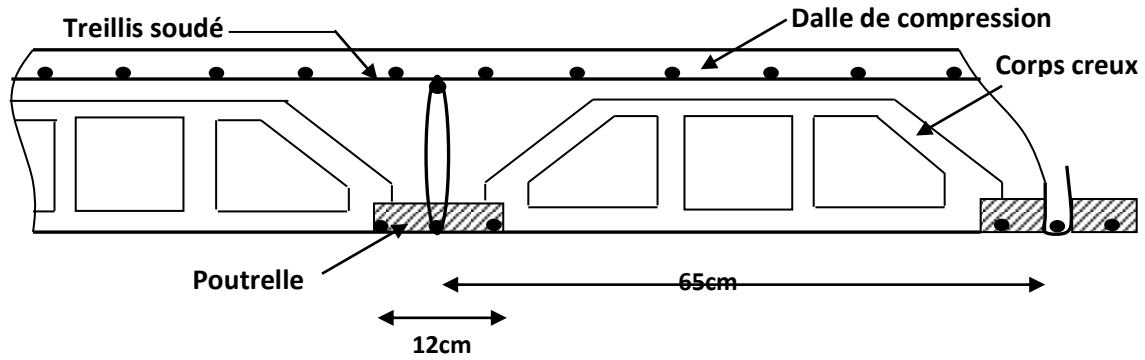


Fig-II-1 : Schéma d'un plancher en corps creux

II-2-2) Les poutres :

➤ Hauteur de la poutre : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$

➤ Largeur de la poutre : $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$

Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

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

Et on distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales (ou porteuses)
- Les poutres secondaires (ou de chaînages)

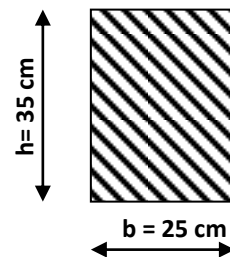
II-2-2-1) Les poutres principales (sens transversal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

➤ **La hauteur de la poutre (h):**
Bloc 01

On a : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec : $L_{max} = 624 - 25 = 599$ cm

D'où : $\frac{599}{15} \leq h \leq \frac{599}{10} \Rightarrow 39.93 \text{ cm} \leq h \leq 59.9 \text{ cm}$, Soit : **h = 45cm**

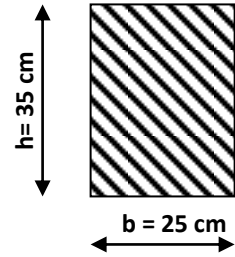


Bloc 02

On a : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec : $L_{max} = 624 - 25 = 599$ cm

D'où : $\frac{599}{15} \leq h \leq \frac{599}{10} \Rightarrow 39.93 \text{ cm} \leq h \leq 59.9 \text{ cm}$

Soit : **h = 45cm**



➤ **La largeur de la poutre (b) :**

Bloc 01 et 02

$0,4hp \leq b \leq 0,7hp \Rightarrow 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$

On opte pour : **b = 35 cm** pour plus de sécurité.

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

$b = 35 \text{ cm} \geq 20$	} Conditions vérifiées
$h = 45 \text{ cm} \geq 35 \text{ [cm]}$	
$h/b = 45 / 35 = 1,28 < 4$	

II-2-2-2) Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre h

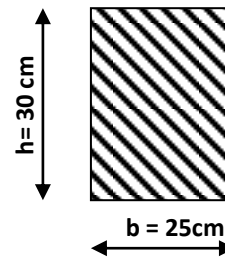
Bloc 01 :

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

$L = 475 - 25 = 445 \text{ [cm]}$

$450/15 \leq h \leq 450 / 10 \Rightarrow 30.0 \leq h \leq 45$

Soit : **h=40[cm]**



Bloc 02 :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$, $L = 500 - 25 = 475 \text{ [cm]}$, $475/15 \leq h \leq 475 / 10 \Rightarrow 31.660 \leq h \leq 47.5$, Soit :

h=40[cm]

La largeur de la poutre b : est donnée par : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$, $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$
 $\leq b \leq 28$. Pour les 2 blocs On opte pour : **b=30cm** pour plus de sécurité.

➤ Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]} \\ h/b = 40 / 30 = 1,33 < 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées pour les deux blocs sont :

- Poutres principales (35X45) cm² ⇒ Sens transversal
- Poutres secondaires (30X40) cm² ⇒ Sens longitudinal

II-2-3) Les voiles :

Leur dimensionnement sera conforme au R.P.A 99 modifié 2003 (Art 7.7.1) qui préconise les conditions suivantes : $L \geq 4 \cdot e$

$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$

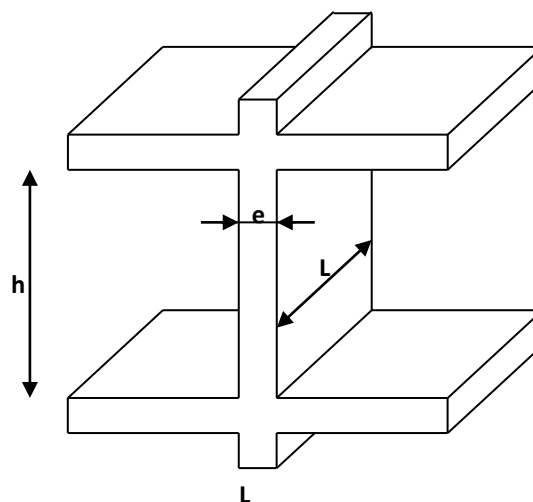


Fig II-2 : Coupe d'un voile en

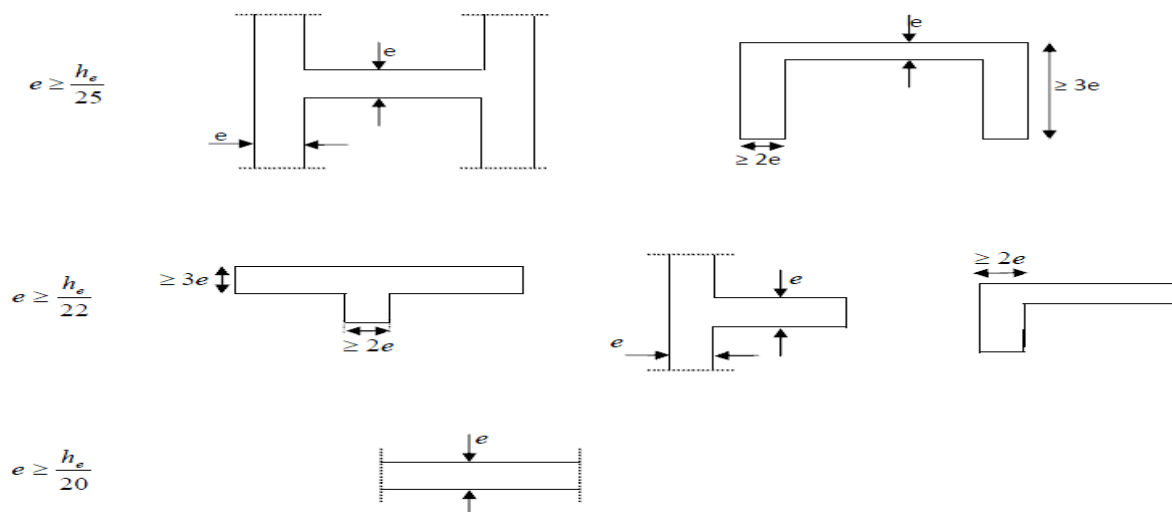


Fig II-3 : coupe des voiles en plan.

Dans notre projet la hauteur la plus importante est celle de 2emme sous sol que $h_e=459\text{cm}$ pour les deux blocs; alors :

$h_e = (459-21)=438\text{cm}$ (21cm hauteur de plancher).

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{438}{20} = 21.90\text{cm} . , e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{438}{22} = 19.91\text{cm} , e \geq \frac{h_e}{25} = 8 = 17.52\text{cm}$$

Alors on opte pour : **e =25cm**

$e_{\min} \geq 15\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 15\text{cm}$ (Condition vérifiée).

$L \geq 4.e \Rightarrow L > 4 \times 25 = 100\text{cm}$ Longueur minimum du voile.

II-2-4) Les Poteaux :

Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à L’ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend les charges normales, la section des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

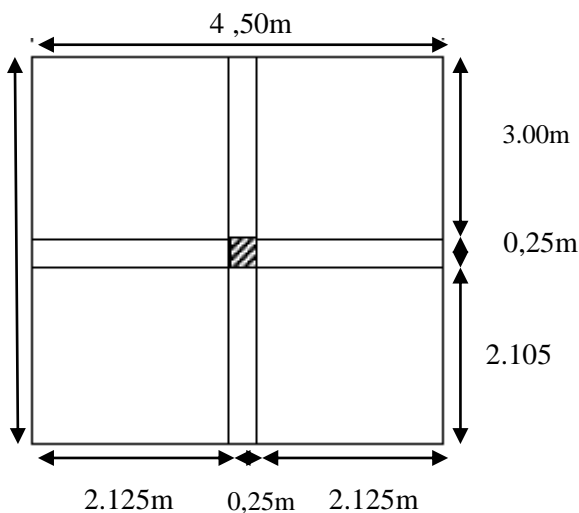
Avec : **S** : section transversale du poteau., $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton. $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$. N_{\max} : effort normal maximal de compression agissant à la base du poteau.

II-2-4-1) Surface d’influence : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité (b2)

Sections nettes:

Bloc 01

$$S' = (3.0+2.105) \times (2.125+2.125) = 21.70$$



Bloc 02

$$S' = (3.0+2.375) \times (2.375+2.375) = 25.53$$

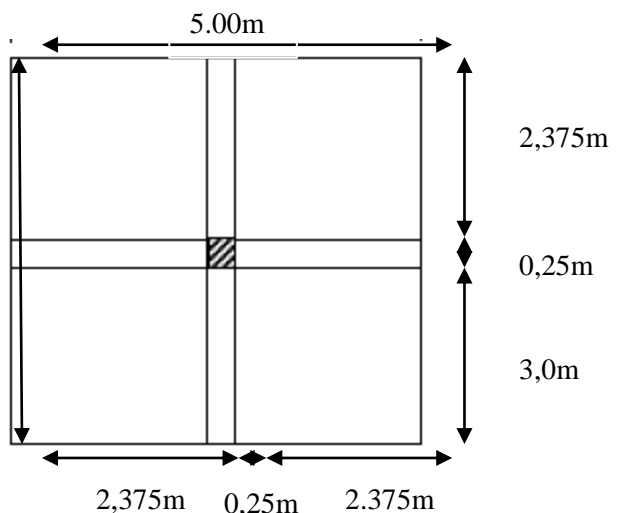


Fig II-4 : surface d’influence du poteau le plus sollicité

II-2-4-2) Poids propre des éléments :❖ **Poutres principales :**Bloc 01: $G = 5.105 \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 20.10 \text{ KN}$ Bloc 02: $G = 5.375 \times 0.45 \times 0.35 \times 25 = 21.16 \text{ KN}$ ❖ **Poutres secondaires :**Bloc 01: $G = 4.25 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 12.75 \text{ KN}$ Bloc 02: $G = 4.75 \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 14.25 \text{ KN}$ ❖ **Poids total $P = PPP + PPS$** Bloc 01: $P = 20.10 + 12.75 = 32.85 \text{ KN}$.Bloc 02: $P = 21.16 + 14.25 = 35.41 \text{ KN}$.❖ **Plancher « terrasse accessible » :**Bloc 01 : $PPT = 21.70 \times 6.22 = 134.97 \text{ KN}$ ❖ **Plancher « terrasse inaccessible » :**Bloc 02 : $PPT = 25.53 \times 5.78 = 147.56 \text{ KN}$ ❖ **Plancher Etage courant :**Bloc 01: $PPC = 21.70 \times 5.29 = 114.80 \text{ KN}$ Bloc 02: $PPC = 25.53 \times 5.29 = 135.0 \text{ KN}$ ❖ **Plancher de 1^{er} sous sol:**Bloc 01: $PPC = 21.70 \times 5.05 = 109.60 \text{ KN}$ Bloc 02: $PPC = 25.53 \times 5.05 = 128.93 \text{ KN}$

II-2-4-3) Loi de dégression des charges : Les règles de DTR B C 2.2 nous imposent d'appliquer le degré des surcharges d'exploitation.

Bloc 01 :

$$Q_0 (\text{terrasse accessible}) = Q_0 = (21.70 + 0.25 \times 0.25) \times 3.5 = 76.17 \text{ KN}$$

$$Q_1 (\text{étage 03}) = Q_0 + Q_1 = 75.95 + 21.70 \times 2.5 = 130.42 \text{ KN}$$

$$Q_2 (\text{étage 02}) = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 75.95 + 0.95 (130.20 + 21.70 \times 2.5) = 251.61 \text{ KN}$$

$$Q_3 (\text{étage 01}) = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 75.95 + 0.9 (130.2 + 251.18 + 21.70 \times 2.5) = 468.82 \text{ KN}$$

$$Q_4 (\text{RDC}) = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 75.95 + 0.85 (130.2 + 251.18 + 468.02 + 21.7 \times 2.5) = 845.50 \text{ KN}$$

$$Q_5 (1^{\text{er}} \text{ SS}) = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 75.95 + 0.8 (130.2 + 251.18 + 468.02 + 844.05 + 21.7 \times 2.5) = 1476.65 \text{ KN}$$

Bloc 02:

Q_0 (terrasse inaccessible) = $Q_0 = (25.53 + 0.25 * 0.25) * 1.0 = 25.59$ KN

Q_1 (étage 04) = $Q_0 + Q_1 = 25.59 + 25.53 * 2.5 = 89.42$ KN.

Q_2 (étage 03) = $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 25.59 + 0.95 (89.42 + 25.53 * 2.5) = 171.17$ KN

Q_3 (étage 02) = $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 25.59 + 0.9 (89.42 + 171.17 + 25.53 * 2.5) = 317.40$ KN

Q_4 (étage 01) = $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 25.59 + 0.85 (89.42 + 171.17 + 317.40 + 25.53 * 2.5) = 571.13$ KN

Q_5 (RDC) = $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 25.59 + 0.8 (89.42 + 171.17 + 317.40 + 571.13 + 25.53 * 2.5) = 995.95$ KN

Q_6 (1^{er} SS) = $Q_0 + \left(\frac{3+6}{2*6}\right) (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 25.59 + 0.75$

$(89.42 + 171.17 + 317.40 + 571.13 + 995.95 + 25.53 * 2.5) = 1682.26$ KN

Les résultats son donnés dans le tableau suivant :

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Charge d'exploit</u>	<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _{cumulée}	N=G+Q	Section trouvée	Section adoptée
							[KN]		
Bloc 01									
Terr acc	134,97	32,85	0	167,82	167,82	76,17	243,99	162,66	40*40
Etage 03	114,8	32,85	5,31	152,96	320,78	130,42	451,2	300,80	40*40
Etage 02	114,8	32,85	5,31	152,96	473,74	251,61	725,35	483,57	40*40
Etage 01	114,8	32,85	5,31	152,96	626,7	468,82	1095,52	730,35	40*40
RDC	114,8	32,85	5,31	152,96	779,66	845,5	1625,16	1083,44	40*40
1er S,S	109,6	32,85	5,84	148,29	927,95	1476,65	2404,6	1603,07	45*45
Bloc 02									
Terr inac	147,56	35,40	0	182,96	182,96	25,59	208,55	139,03	40*40
Etage 04	135,00	35,40	5,31	175,71	358,67	89,42	448,09	298,73	40*40
Etage 03	135,00	35,40	5,31	175,71	534,38	171,17	705,55	470,37	40*40
Etage 02	135,00	35,40	5,31	175,71	710,09	317,4	1027,49	684,99	40*40
Etage 01	135,00	35,40	5,31	175,71	885,8	571,13	1456,93	971,29	40*40
RDC	135,00	35,40	5,31	175,71	1061,51	995,95	2057,46	1371,64	40*40
1 er S,S	128,93	35,40	5,84	170,17	1231,68	1682,26	2913,94	1942,63	45*45

Tableau II. 1: Récapitulatif de la descente de charges

II-2-4-4) Vérification des conditions du RPA99/version 2003 art.7.4.1 :

➤ **Coffrage :** Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$1) \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$$

$$2) \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$3) \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux.

h_e : hauteur d'étage.

➤ **Poteaux (40x40) :**

$$1) \text{Min (40x40)} = 40 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min (40x30)} = 40 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{374 - 45}{20} = 16.45 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{40}{40} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteaux (45x45) :**

$$1) \text{Min (45x45)} = 45 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \text{Min (45x45)} = 45 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{459 - 0,45}{20} = 20.7 \text{ [m]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{45}{45} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II-2-4-5) Vérifications des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50, \lambda : \text{Elancement du poteau.}, l_f : \text{Longueur de flambement (} l_f = 0,7 l_0 \text{)}, i : \text{Rayon}$$

de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$), I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$ et B : Section transversale du poteau ($B = hxb$), l_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 2,42 \frac{L_0}{h}$$

- Poteaux (40 x 40) : L₀=3.00 m ⇒ λ = 18,15 < 50 Etages courants
- Poteaux (40 x 40) : L₀=3.29 m ⇒ λ = 19.90 < 50 RDC
- Poteaux (45 x 45) : L₀=4.14 m ⇒ λ = 22.26 < 50

Conclusion : Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

II-2-4-6) Vérification des rigidités :

Nous devant avoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre (éviter la rotule plastique).

- **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Rigidités linéaires d'un poteau : **KP=Ip/hc**, Rigidités linéaires d'une poutre : **Ki=I/Lc**

I : moment d'inertie de l'élément, **Hc** et **Lc** : Hauteur et longueur calculées déterminées comme suit :

$$hc = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \quad Lc = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \quad \bar{h}: \text{Hauteur de poteau entre nus des poutres.}$$

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des poteaux.

h₀ : Hauteur des poteaux entre axes des poutres., h_p : Hauteur de la poutre., e_p : Largeur des poteaux., L₀ : Longueur des poutres entre axes des poteaux., K : Rigidité linéaire poteau-poutre.

Niveau	Travées	Section	L0 (cm)	L' (cm)	1/2hps (cm)	Lc (cm)	Ips (cm4)	Kps (cm3)
2ème sous sol	1-2	30x40	450	405	20	425	160000	376,47
	2-3	30x40	450	405	20	425	160000	376,47
	3-4	30x40	450	405	20	425	160000	376,47
	4-5	30x40	450	405	20	425	160000	376,47
	5-6	30x40	475	430	20	450	160000	355,56
	6-7	30x40	450	405	20	425	160000	376,47
	7-8	30x40	450	405	20	425	160000	376,47
1er sous sol- RDC et les étages courants	1-2	30x40	450	410	20	430	160000	372,09
	2-3	30x40	450	410	20	430	160000	372,09
	3-4	30x40	450	410	20	430	160000	372,09
	4-5	30x40	450	410	20	430	160000	372,09
	5-6	30x40	475	435	20	455	160000	351,65
	6-7	30x40	450	410	20	430	160000	372,09
	7-8	30x40	450	410	20	430	160000	372,09

Tableau II. 2:Rigidités des poutres secondaires

Niveau	Travées	Section	L0 (cm)	L' (cm)	1/2hps (cm)	Lc (cm)	Ips (cm4)	Kps (cm3)
2ème sous sol	A-B	35x45	446	401	22,5	423,5	265781,3	627,58
	B-C	35x45	624	579	22,5	601,5	265781,3	441,86
1er sous sol- RDC et les étages courants	A-B	35x45	446	406	22,5	428,5	265781,3	620,26
	B-C	35x45	624	584	22,5	606,5	265781,3	438,22

Tableau II. 3: Rigidités des poutres principales

Niveau	Section	h0 (cm)	h' (cm)	1/2ep (cm)	hc (cm)	Ipot (cm4)	Kpot (cm3)
2ème sous sol	45x45	459	419	22,5	441,5	341718,75	773,99
RDC	40x40	347	302	20	322	341718,75	1061,24
1er s.s et étages courants	40x40	340	295	20	315	341718,75	1084,82

Tableau II. 4: Rigidités des poteaux

D’après les résultats des tableaux ci-dessus, nous concluons que les rigidités des poteaux par rapport aux poutres sont vérifiées.

III-1) Présentation de logiciel ETABS :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

III-1-1) Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

III-1-2) Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Materials : matériaux

Concrete : béton

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Define : définir

Steel : acier

Frame section : coffrage d'un élément linéaire

Column : poteau

Beam : poutre

III-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.0

III-1-4) Etapes de modélisation :

1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Kn-m » comme unités de base pour les forces

et les déplacements :



- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



- **Modification de la géométrie de base :**

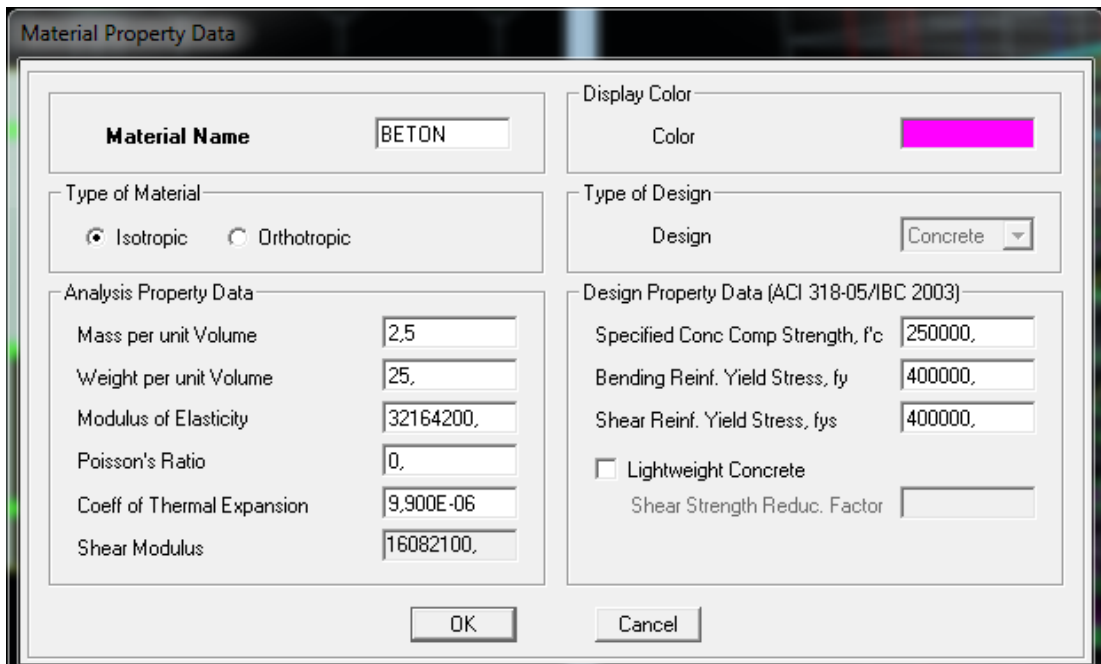
Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste la définition des propriétés mécaniques du béton.



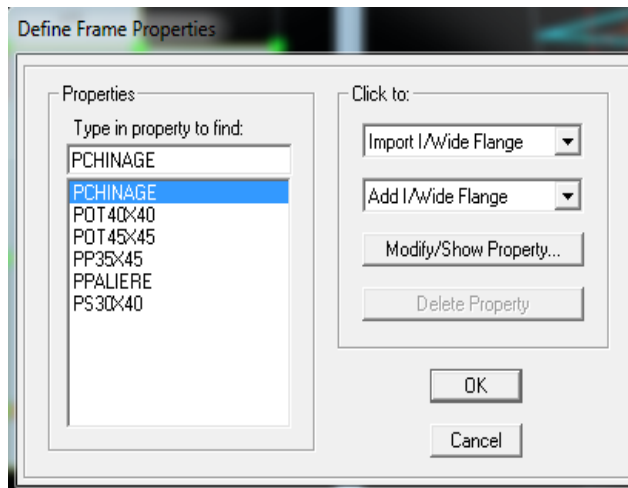
The 'Material Property Data' dialog box is used to define the mechanical properties of concrete. It contains the following fields and options:

- Material Name:** BETON
- Display Color:** Color (magenta)
- 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.
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 16082100.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 250000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons: OK, Cancel

3. Troisième étape :

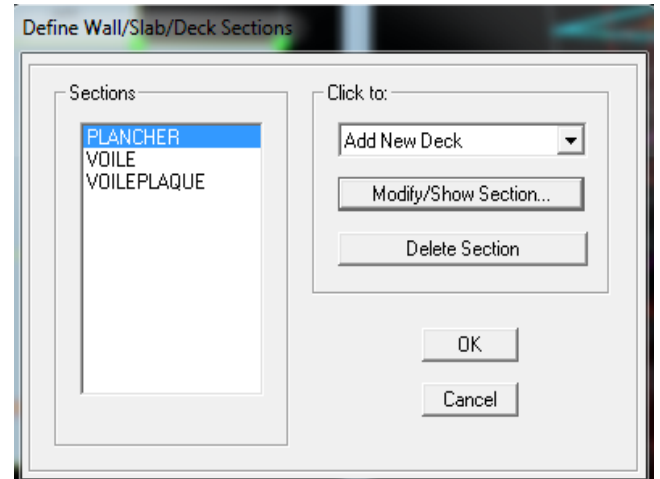
La troisième étape consiste l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, plancher, voile...)



The 'Define Frame Properties' dialog box is used to assign properties to frame elements. It contains the following fields and options:

- Properties:** Type in property to find: PCHINAGE (selected)
- Click to:** Import I/Wide Flange, Add I/Wide Flange, Modify/Show Property..., Delete Property

Buttons: OK, Cancel



The 'Define Wall/Slab/Deck Sections' dialog box is used to assign sections to wall, slab, or deck elements. It contains the following fields and options:

- Sections:** PLANCHER (selected), VOILE, VOILEPLAQUE
- Click to:** Add New Deck, Modify/Show Section..., Delete Section

Buttons: OK, Cancel

▪ Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Pour poteau: Draw → Draw Line objects → Create Columns in region or at Clicks → (Plan) il sa fiche une fenêtre (Properties of object) → None (choisir le nom de la section «ex : Pot 45x45 ») → on clique sur les points des poteaux pour les dessiner.

Pour Poutre: Draw → Draw Line objects → Create Lines in region or at clicks (Plan,elev,3D) → il sa fiche une fenêtre (Properties of object) → None(choisir le nom de la section «ex :PP ») → au dessous de la fenêtre d'Etabs on change (One story par Similar stories) → on clique sur les grids lines qui présentent des poutres pour les dessiner.

Pour Plancher: Draw → Draw Area objects → Create areas at click(plan,elev) → il sa fiche une fenêtre (Properties of object) → None (choisir le nom de la section «ex : plancher ») → au dessous de la fenêtre d'Etabs on change (One story par Similar stories) on clique sur chaque panneau pour dessiner les planchers. Pour modifier le sens des poutrelles dans la fenêtre Properties of object (Local Axis : on change 0 par 90).

Pour voile: avec précision de longueur :

Draw → Draw Area objects → Draw walls(plan) → il sa fiche une fenêtre (Properties of object) → Drawing control → Fixed length « L » → on donne sa longueur(ex :1.5) au dessous de la fenêtre d'Etabs on change (One story par Similar stories) → et on clique sur chaque travée ou on veut dessiner un voile.

4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

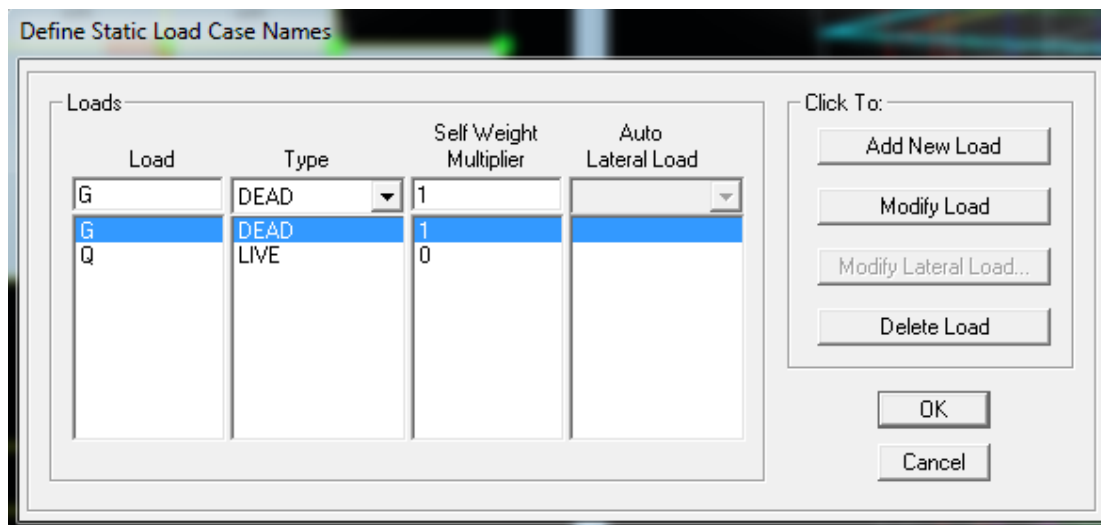
- Appuis :

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y → Assign → Joint/Point Restraint (supports) → puis on clique sur le symbole de l'encastrement → Ok.

5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Define → Static Load Cases → on definir le (G=DEAD=1, Q=LIVE=0) OK.



Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

- **Chargement :**

Après sélection de plancher :Assign → Shell/Area loads → uniform (G= ? Ok, refit la même étape pour Q= ? Ok).

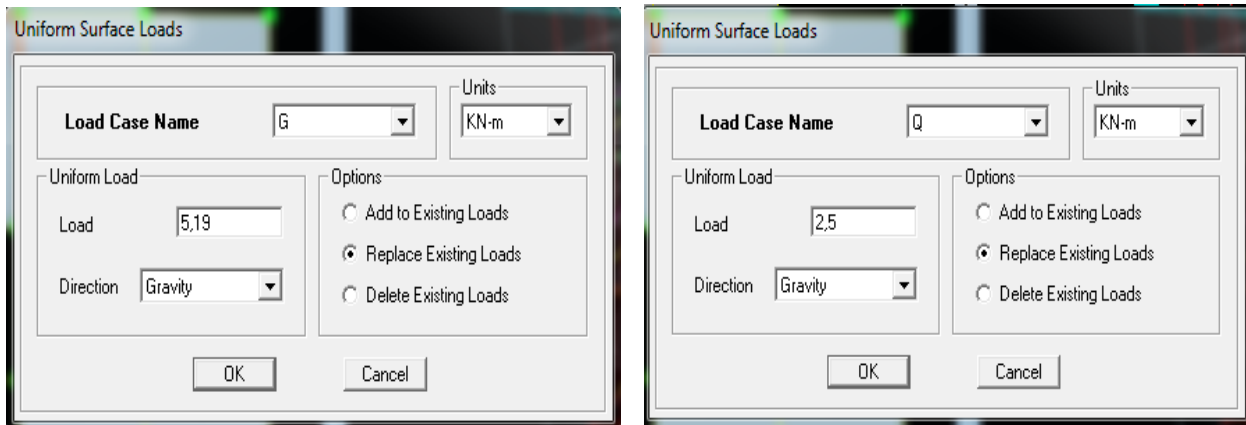


Tableau-III-1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Les données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Sismicité moyenne)

Groupe d'usage : 2 (Ouvrage d'importance moyenne)

Coeff de Comportement: $R= 3.5$ (Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide. Tableau 4.3 RPA 2003)

Site : S4 (Voir rapport de sol)

Facteur de qualité (Q): $Q_x=1.05$ et $Q_y=1.1$ pour le bloc 01 et $Q_x= Q_y=1.15$ pour le bloc 02.

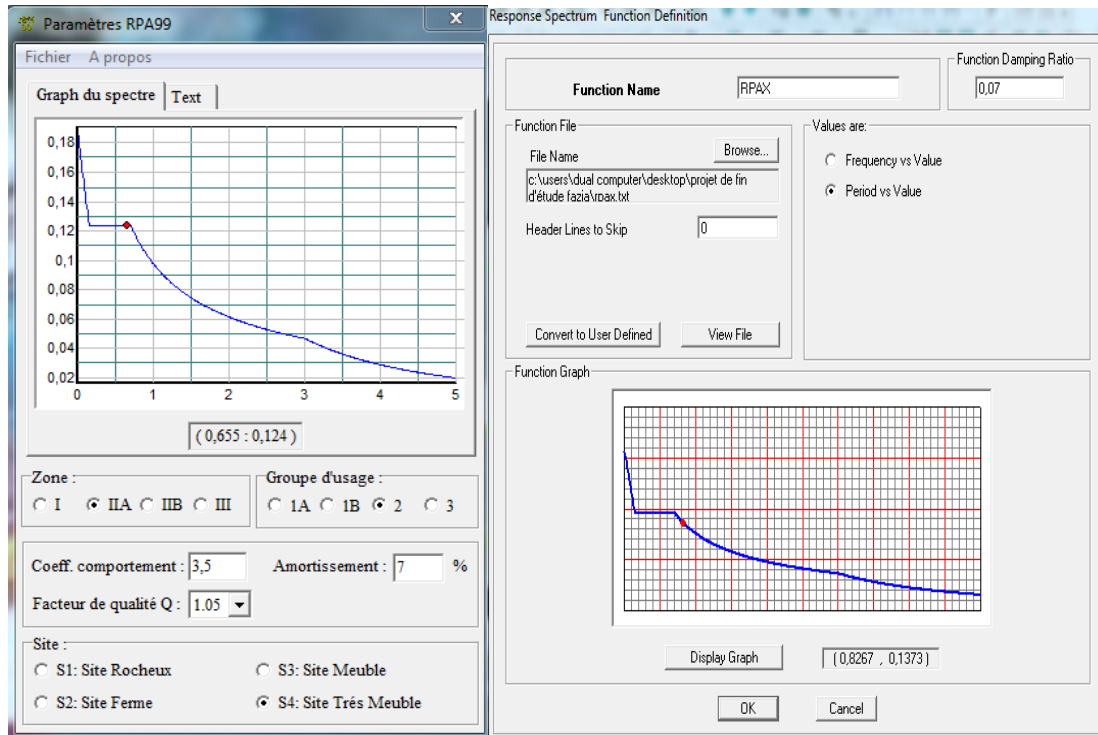
Coeff. D'amortissement : $\xi = 7 \%$

On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône ^{RPA} 99

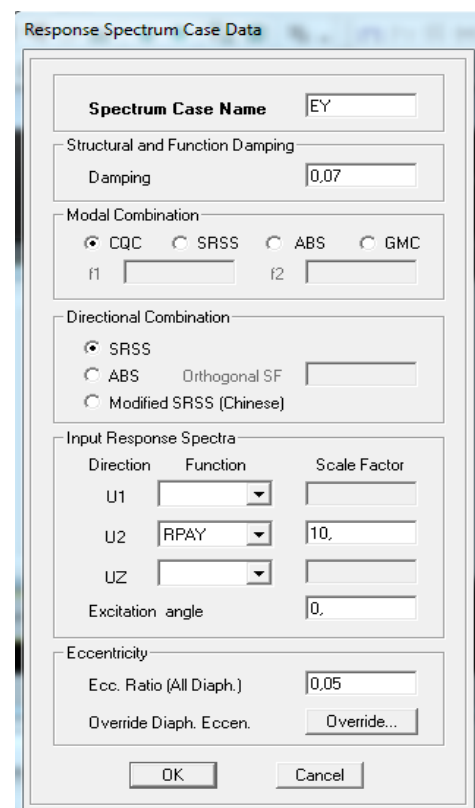
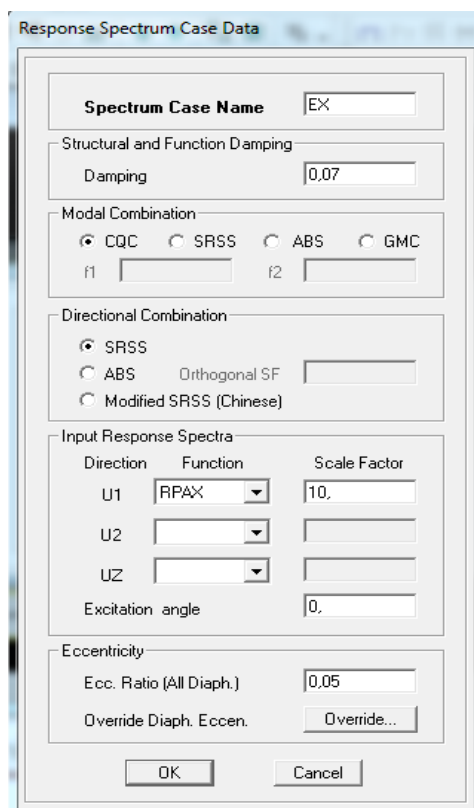
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, enregistrer le fichier se format RPAtxt et donner le nom de ce fichier(RPAX),refit la même méthode pour (RPAY).

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Functions** → **add Spectrum from File** donné le nom RPAX **Browse** ouvrir RPAX → cocher« **Period vs Value**»→ **Display Graph** →OK, refer la même procédure pour RPAY → OK.

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **add New Spectrum** → **Spectrum case Name (Ex)** → **Damping 0.07** **U1 : RPAX** → **Scale Factor : 10** **%eccentricity : 0.05** → **OK**, refer la même procédure pour (Ey) mais avec **U2 : RPAY : 10** **OK** **OK**.



6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load Combinations** → **add New combo**:

Combinaisons aux états limites :

Combo1: ELU: $1,35G+1,5Q$.

Combo2: ELS: $G+Q$.

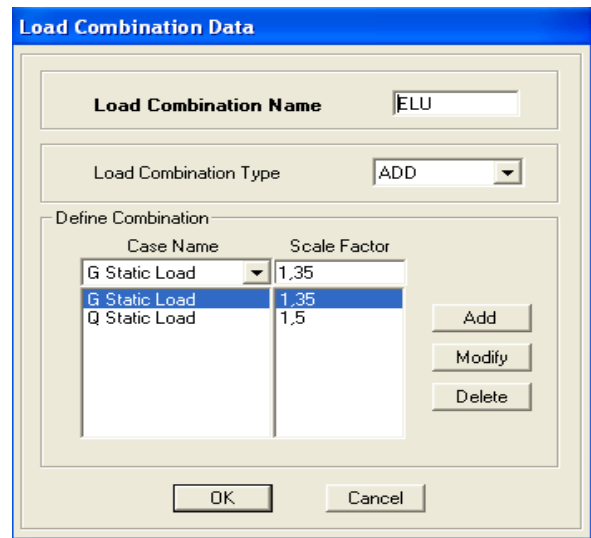
Combinaisons accidentelles du RPA :

Combo3: $G+Q+Ex$.

Combo4: $G+Q+Ey$.

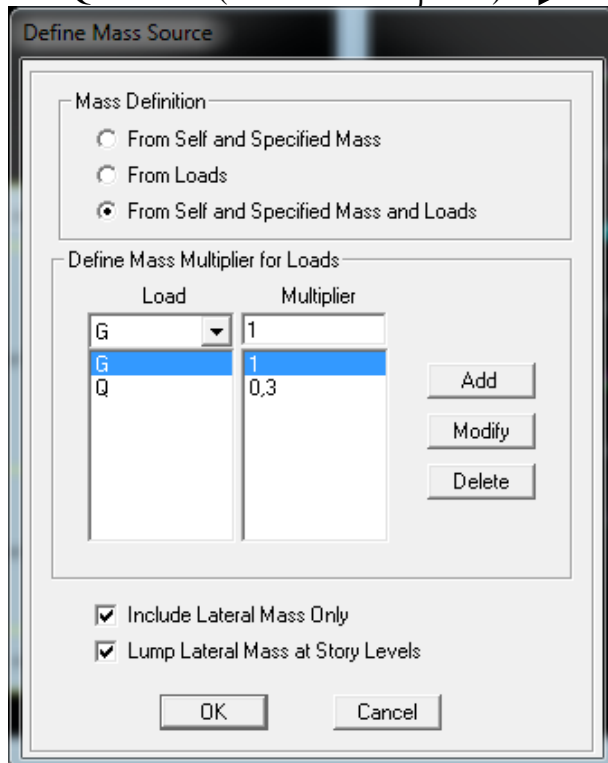
Combo7: $0,8G+Ex$.

Combo8: $0,8G+Ey$. → OK.



- **Mass- Source :**

Define → **Mass source** → cocher **From Self and Specified Mass and loads** $G=1$
add $Q=0.3$ **add** (dans notre cas $\beta=0.3$) → OK.



7. Septième étape le diaphragme :

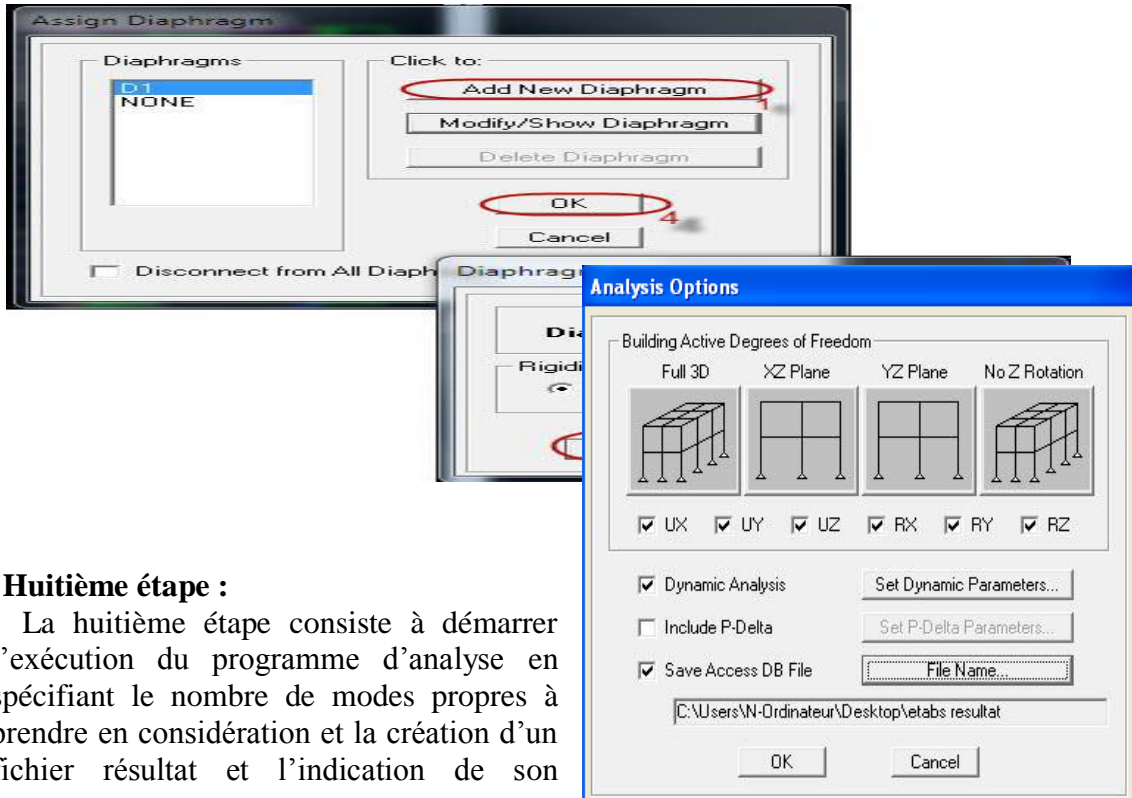
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



8. Huitième étape :

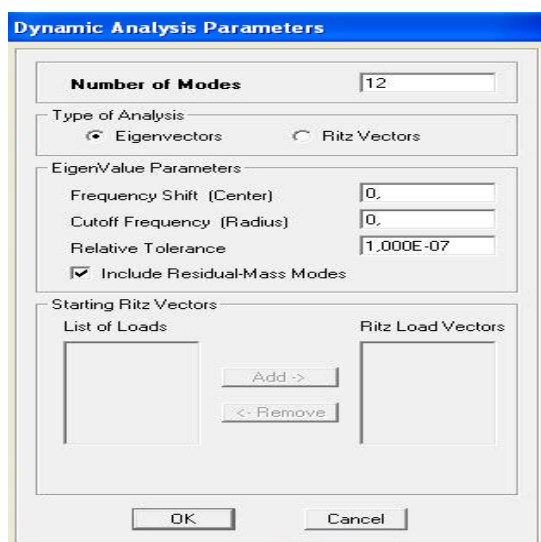
La huitième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis


Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », validé une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».



9. Neuvième étape :

Exécution :

Analyse /Run (f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

III.2) Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003 :

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel dévastateur qui use par des ondes destructives les ouvrages et constructions.

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Vu que la **méthode dynamique modale spectrale** est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci avec utilisation du logiciel ETABS 9.7.0.

▪ **Régularité de la structure:**

a) Régularité géométrique en plan :

• Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan vérifier pour le bloc 1 et no vérifier pour le bloc 2.

b) Régularité en élévation :

b1- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus pour les deux blocs.

b2- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

b3- Le rapport masse sur rigidité de 2 niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul

b4- Décrochement en élévation :

Bloc 01 : On na pas de décrochement en élévation.

Bloc 02 : On na de décrochement en élévation

Conclusion : Bloc 01 régulier en élévation.

Bloc 02 no régulier en élévation.

▪ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

1) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique de la structure.
- W : poids total de la structure.
- R : Coefficient de comportement global de la structure
- Q : Facteur de qualité

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

(groupe d'usage 2, zone IIa)

A=0,15

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1]

Dans notre cas, on prend le plus défavorable, portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide:

R=3.5

➤ **Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$Q=1+\sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité satisfait ou non". q " est

1) Conditions minimales sur les files de contreventement

Sens x-x :

Critère q	Bloc 01		Bloc 02	
	observé	p_q	observé	p_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0,05
4-régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0,05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0,00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
$\sum P_q$		0,05		0,15
$Q=1+\sum_{q=1}^6$		1,05		1,15

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Sens y-y :

Critère q	Bloc 01		Bloc 02	
	observé	p _q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-redondance en plan	Oui	0,05	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00	Oui	0,05
4-régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0,05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0,00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
∑ P_q		0,10		0,15
Q=1+∑⁶_{q=1}		1,10		1,15

Poids total de la structure : ($W = \sum G + \beta Q$) donné par le logiciel ETABS.

B : est la valeur du coefficient de pondération donné par le **tableau 4.5 du RPA2003.....** $\beta=0.3$

Bloc 01 : $W = \sum G + 0.3Q = 23073.64$ KN

Bloc 02 : $W = \sum G + 0.3Q = 36220.15$ KN

➤ **Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T), telle que :

$$T = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003.....** $C_T=0.05$.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

D: est la dimension du bâtiment

$$\begin{aligned} D_x = 32.10 \text{ m} &\implies T_x = 0.348 \text{ sec} \\ D_y = 11.10 \text{ m} &\implies T_y = 0.592 \text{ sec} \end{aligned}$$

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Blocs	C _T	h	H _N ^{3/4}	Temp	D		T = 0.09 × $\frac{h_N}{\sqrt{D}}$		T
Unités		m	m	s	m		s		s
Bloc 01	0,05	21,93	10,13	0,506	Dx	32,1	Tx	0,348	0,348
					Dy	11,1	Ty	0,592	0,506
Bloc 02	0,05	25,33	11,29	0,56	Dx	28,07	Tx	0,43	0,43
					Dy	25,7	Ty	0,449	0,449

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Site 4 → T₂=0,7 [s] (Site ferme)

0 ≤ T_x et T_y ≤ T₂ → D = 2,5 η

η : 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.

Portique : Béton armé ⇒ ξ = 7%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

D_x=D_y = 2.205
--

Remarque : pour vérifier l'effort tranchant a la base, il faut vérifier que :

$$V_{\mathbf{x}} \text{ dynamique} > 80\% V_{\mathbf{x}}$$

$$V_{\mathbf{y}} \text{ dynamique} > 80\% V_{\mathbf{y}}$$

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Blocs	Axe	A	D	Q	R	W	V (KN)		0,8V	V (dynamique)	Vérification
Unités						KN		KN	KN	KN	vérifiée
Bloc 01	x	0,15	2,205	1,05	3,5	23073,64	V _x	2289,48	1831,59	2263,80	vérifiée
	y		2,205	1,1			V _y	2398,50	1918,80	222,90	vérifiée
Bloc 02	x	0,15	2,205	1,15	3,5	36220,15	V _x	3936,22	3148,98	7458,37	vérifiée
	y		2,205	1,15			V _y	3936,22	3148,98	5694,97	vérifiée

Conclusion

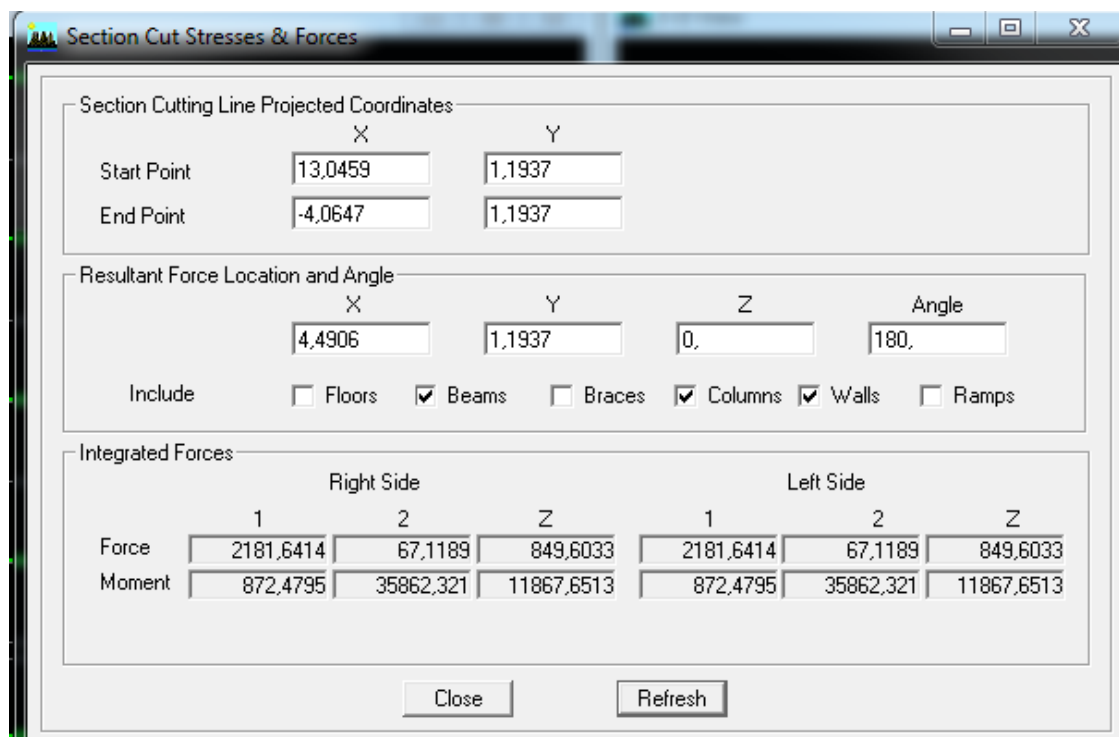
La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

. Justification de l'interaction portiques-voiles

Calcul des pourcentages de participation des voiles

-charge sismique (horizontales)

1-Bloc 01:



Efforts repris par l'ensemble selon Ex

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	13,0459	1,1937
End Point	-4,0647	1,1937

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	4,4906	1,1937	0,	180,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1893,6689	67,2389	755,8573	1893,6689	67,2389	755,8573
Moment	11677,317	13067,7715	10407,0619	11677,317	13067,7715	10407,0619

Close Refresh

Efforts repris par voiles selon Ex

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	13,0459	1,1937
End Point	-4,0647	1,1937

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	4,4906	1,1937	0,	180,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	290,8221	11,1459	1398,8718	290,8221	11,1459	1398,8718
Moment	10980,9998	48805,555	1465,738	10980,9998	48805,555	1465,738

Close Refresh

Efforts repris par portiques selon Ex

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	13,1631	1,2327
End Point	-2,1115	1,3109

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,5258	1,2718	0,	179,7069

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	40,6195	1632,3943	1789,2587	40,6195	1632,3943	1789,2587
Moment	31610,99	2028,6619	22175,1546	31610,99	2028,6619	22175,1546

Close Refresh

Efforts repris par l'ensemble selon Ey

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	13,1631	1,2327
End Point	-2,1115	1,3109

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,5258	1,2718	0,	179,7069

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	38,0482	1239,4349	2064,1167	38,0482	1239,4349	2064,1167
Moment	5288,1095	2121,8709	17851,8881	5288,1095	2121,8709	17851,8881

Close Refresh

Efforts repris par voiles selon Ey

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	13,1631	1,2327
End Point	-2,1115	1,3109

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,5258	1,2718	0,	179,7069

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6,9924	394,5787	279,0041	6,9924	394,5787	279,0041
Moment	27470,7448	3502,1152	4350,8012	27470,7448	3502,1152	4350,8012

Close Refresh

Efforts repris par portiques selon Ey

Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble : 2181.64 KN

Efforts repris par des voiles : 1893.66 KN

Efforts repris par des portiques : 290.82 KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 13.33%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 86.80 %

Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble : 1632.394 KN

Efforts repris par des voiles : 1239.434 KN

Efforts repris par des portiques : 394.78KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 24.17%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 75.92%

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

2-Bloc 02 :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27,4222	2,4517
End Point	-2,7887	2,2197

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,3167	2,3357	0,	180,4399

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3070,5344	130,347	251,4633	3070,5344	130,347	251,6393
Moment	4422,0226	52647,633	32057,27	4425,0294	52648,663	32057,27

Close Refresh

Efforts repris par l'ensemble selon Ex

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27,4222	2,4517
End Point	-2,7887	2,2197

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,3167	2,3357	0,	180,4399

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2547,5878	103,9881	514,1811	2547,5878	103,9881	514,3637
Moment	4691,8812	5687,3476	26766,8932	4688,4202	5688,0752	26766,8932

Close Refresh

Efforts repris par voiles selon Ex

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27,4222	2,4517
End Point	-2,7887	2,2197

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,3167	2,3357	0,	180,4399

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	524,4625	38,3509	327,2329	524,4625	38,3509	327,2329
Moment	8305,4222	51898,278	5315,7706	8305,4222	51898,278	5315,7706

Close Refresh

Efforts repris par portiques selon Ex

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27,2482	2,3937
End Point	-1,687	2,4517

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,7806	2,4227	0,	179,8852

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	133,1219	3428,0795	277,7732	133,1219	3428,0795	277,7007
Moment	57758,89	2620,0303	10454,1577	57760,032	2620,3211	10454,1577

Close Refresh

Efforts repris par l'ensemble selon Ey

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27,2482	2,3937
End Point	-1,687	2,4517

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,7806	2,4227	0,	179,8852

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	121,2185	2972,2064	2608,7476	121,2185	2972,2064	2608,6845
Moment	4155,1528	14925,7035	9076,8873	4154,1966	14925,4074	9076,8873

Close Refresh

Efforts repris par voiles selon Ey

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27,2482	2,3937
End Point	-1,687	2,4517

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,7806	2,4227	0,	179,8852

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	18,1171	457,2427	2365,8249	18,1171	457,2427	2365,8249
Moment	59631,739	16610,9416	1668,5686	59631,739	16610,9416	1668,5686

Close Refresh

Efforts repris par portiques selon Ey

Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble : 3070.534 KN

Efforts repris par des voiles : 2547.58 KN

Efforts repris par des portiques : 524.46 KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 17.08%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 82.97 %

Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble : 3428.079 KN

Efforts repris par des voiles : 2972.206 KN

Efforts repris par des portiques : 457.24KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 13.33%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 86.70%

Remarque : Les voiles reprennent presque la totalité des charges sismiques (horizontale) et cela dans les deux sens et pour les deux blocs; d'après le RPA, le système de contreventement est de type 02 : **système de contreventement constitués par des voiles porteurs en béton armé.**

2) Vérification des déplacements

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k-1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations**

D'après le **RPA Art 5-10...[1]**, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k \leq 0,01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

a- Bloc 01

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	(1% _{xh}) (cm)	Condition
6	3,5	0,1089	0,38115	-0,0287	3,4	Vérifiée
5	3,5	0,1171	0,40985	-0,06825	3,4	Vérifiée
4	3,5	0,1366	0,4781	0,01155	3,4	Vérifiée
3	3,5	0,1333	0,46655	0,0602	3,73	Vérifiée
2	3,5	0,1161	0,40635	0,22085	3,4	Vérifiée
1	3,5	0,053	0,1855	0,1855	4,59	Vérifiée

b- Bloc 02

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	(1% _{xh}) (cm)	Condition
7	3,5	0,1136	0,3976	-0,1169	3,4	Vérifiée
6	3,5	0,147	0,5145	-0,08925	3,4	Vérifiée
5	3,5	0,1725	0,60375	-0,07315	3,4	Vérifiée
4	3,5	0,1934	0,6769	-0,7112	3,4	Vérifiée
3	3,5	0,3966	1,3881	0,7889	3,73	Vérifiée
2	3,5	0,1712	0,5992	0,32095	3,4	Vérifiée
1	3,5	0,0795	0,27825	0,27825	4,59	Vérifiée

Sens y-y:

a- Bloc 01

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	(1% _{xh}) (cm)	Condition
6	3,5	0,1808	0,6328	-0,07805	3,4	Vérifiée
5	3,5	0,2031	0,71085	-0,07175	3,4	Vérifiée
4	3,5	0,2236	0,7826	-0,0091	3,4	Vérifiée
3	3,5	0,2262	0,7917	0,11165	3,73	Vérifiée
2	3,5	0,1943	0,68005	0,3689	3,4	Vérifiée
1	3,5	0,0889	0,31115	0,31115	4,59	Vérifiée

b- Bloc 02

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	$(1\% \times h)$ (cm)	Condition
7	3,5	0,103	0,3605	-0,12145	3,4	Vérifiée
6	3,5	0,1377	0,48195	-0,049	3,4	Vérifiée
5	3,5	0,1517	0,53095	-0,0329	3,4	Vérifiée
4	3,5	0,1611	0,56385	-0,6503	3,4	Vérifiée
3	3,5	0,3469	1,21415	0,75145	3,73	Vérifiée
2	3,5	0,1322	0,4627	0,25025	3,4	Vérifiée
1	3,5	0,0607	0,21245	0,21245	4,59	Vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure aux déplacements admissibles \implies condition vérifiée.

3) Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Si : $\theta_K \leq 0.1 \implies$ effet P-Delta peut être négligé

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \implies$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1 / (1 - \theta_k)$

$\theta_K \geq 0,2 \implies$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» .

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» ΣF_i .

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : hauteur d'étage «k».

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)**

$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

a- Bloc 01

		Sens x-x				Sens y-y			
Niveau	P(T)	$\Delta_K(m)$	V_K	HK	θ_x	$\Delta_K(cm)$	V_K	HK	θ_y
6	4286,23	-0,000287	688,76	3,4	-0,0005253	0,0007805	634,79	3,4	0,00155003
5	8295,99	0,0006825	1214,2	3,4	0,00137152	0,0007175	1102,42	3,4	0,00158805
4	12305,74	0,0001155	1637,15	3,4	0,00025534	-0,000091	1475,11	3,4	0,00022328
3	16246,29	0,000602	1945,39	3,73	0,00134783	0,0011165	1751,67	3,73	0,00277621
2	19517,13	0,0022085	2104,84	3,4	0,00602303	0,003689	1899,86	3,4	0,01114613
1	23073,67	0,001855	2183,04	4,59	0,00427156	0,0031115	1975,96	4,59	0,00791582

b- Bloc 02

		Sens x-x				Sens y-y			
Niveau	P(T)	$\Delta_K(m)$	V_K	HK	θ_x	$\Delta_K(cm)$	V_K	HK	θ_y
7	2642,95	-0,001169	479,15	3,4	-0,0018965	0,0012145	527,34	3,4	0,00179026
6	8520,26	0,0008925	1285,58	3,4	0,00173973	-0,00049	1428,22	3,4	0,00085976
5	14150,93	0,0007315	1946,93	3,4	0,00156376	-0,000329	2161,29	3,4	0,00063356
4	20114,89	-0,007112	2504,93	3,4	0,01679712	-0,006503	2772,9	3,4	0,01387453
3	26076,07	0,007889	2929,41	3,73	0,01882674	0,0075145	3230,66	3,73	0,01626081
2	29726,99	0,0032095	2959,11	3,4	0,00948306	0,0025025	3313,38	3,4	0,00660351
1	35000,6	0,0027825	3070,12	4,59	0,00691103	0,0021245	3428,17	4,59	0,0047256

Conclusion :

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Chapitre III Calculs des éléments porteurs avec la présentation de l'ETABS et vérification au RPA

a- Bloc 01

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,905501	0,0138	77,4951	0,0138	77,4951	1,185
2	0,733599	76,9942	0,0791	77,008	77,5742	2,8047
3	0,690338	1,6836	1,1659	78,6916	78,7401	77,6897
4	0,227071	0,0002	12,5359	78,6918	91,276	77,7439
5	0,18302	12,3437	0,0005	91,0355	91,2765	77,8701
6	0,164758	0,1213	0,0391	91,1567	91,3156	91,1712
7	0,09613	0,0001	5,1218	91,1568	96,4375	91,1727
8	0,076585	5,1292	0,0001	96,286	96,4375	91,1814
9	0,067659	0,0095	0,0005	96,2955	96,438	96,467
10	0,052045	0	2,1037	96,2955	98,5417	96,4676
11	0,040777	2,1405	0	98,4361	98,5417	96,4772
12	0,03663	0,0073	0,0002	98,4434	98,5419	98,6105

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 5 ($91.0335 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 4 ($91.276 \geq 90\%$).

b- Bloc 02

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,904023	78,0782	0,0829	78,0782	0,0829	0,4176
2	0,764521	0,0302	76,1571	78,1084	76,24	1,9993
3	0,627865	0,3985	1,1862	78,5069	77,4262	76,5636
4	0,252553	11,6038	0,1053	90,1107	77,5315	76,5874
5	0,20508	0,169	12,5196	90,2797	90,0511	76,5934
6	0,164177	0,0795	0,0343	90,3592	90,0854	89,6669
7	0,121833	3,995	0,2801	94,3541	90,3656	89,6721
8	0,104481	0,4033	2,5934	94,7574	92,959	90,3091
9	0,090007	0,0021	1,5527	94,7595	94,5117	92,6828
10	0,076408	2,4113	0,1134	97,1709	94,6252	92,827
11	0,063005	0,1017	2,6683	97,2726	97,2935	92,8603
12	0,057675	0,0097	0,0007	97,2823	97,2942	96,9564

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 4 ($90.1107 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 5 ($90.0511 \geq 90\%$).

Conclusion générale :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

IV.1: FERRAILAGE DES POTEAUX :

IV.1.1 : INTRODUCTION :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son correspondant.

Sous les combinaisons suivantes:

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
 $G+Q$ à l'ELS
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
 $0.8G\pm E$ RPA 2003

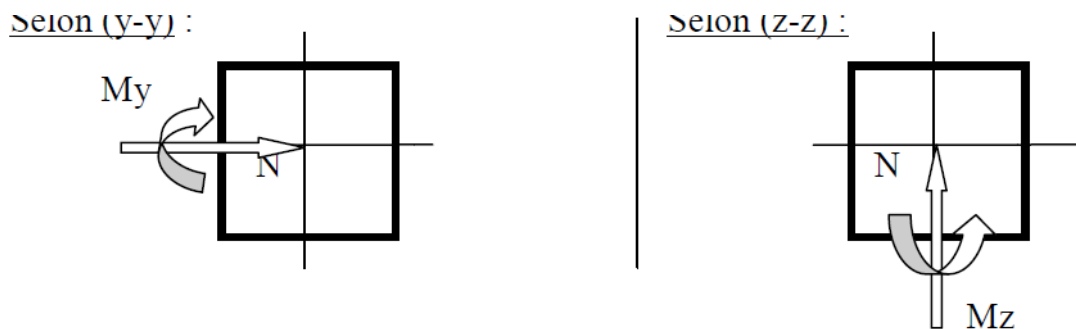


Figure IV.1: Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux Sens

IV.1.2 RECOMMANDATION DU RPA 2003:

1. Armature longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérences (HA), droites et sans crochets ;
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40.\varnothing$ (Zone IIa) ;
- La distance entre les barres verticales dans la face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

a. Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal de l'acier est de (0,8%) de la section du poteau

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

b. Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de (6%.b.h)

$$\text{Poteau (45 * 45)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de (3%.b.h)

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\max} = 3\%b \times h = 0,03 \times 45 \times 45 = 60,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\max} = 3\%b \times h = 0,03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

2. Armature transversals:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_s}$$

Avec :

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales tel que

- $S_t \leq \min(10.\phi_l ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

- $S_t \leq 15.\phi_l$ en zone courante.

Avec (ϕ_l): Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.50$ si l'élançement géométrique ($\lambda g \geq 5$).

- $\rho = 3.75$ si l'élançement géométrique ($\lambda g < 5$).

V_u : Effort tranchant de calcul

H_l : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales, ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite nous avons :

λg : Elançement géométrique du poteau

- Si $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\% . b_0 S_t$.

- Si $\lambda g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% . b_0 S_t$.

- Si $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow A_{\min}$ par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 135° ayant une longueur droite de $(10\phi_t)$ minimum.

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

IV.1.3 LES ETAPES DE CALCUL DES ARMATURES EN FLEXION COMPOSEE A L'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) de compression ou de traction et à un moment fléchissant (M), ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- a - Section partiellement comprimée (SPC).
- b - Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

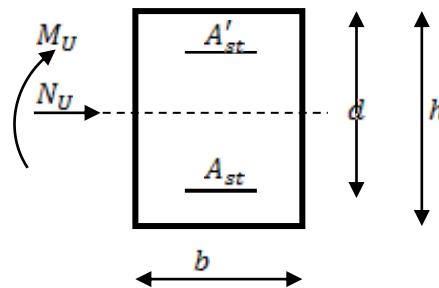


Figure IV.2 Schéma des moments et efforts d'une section partiellement comprimée.

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

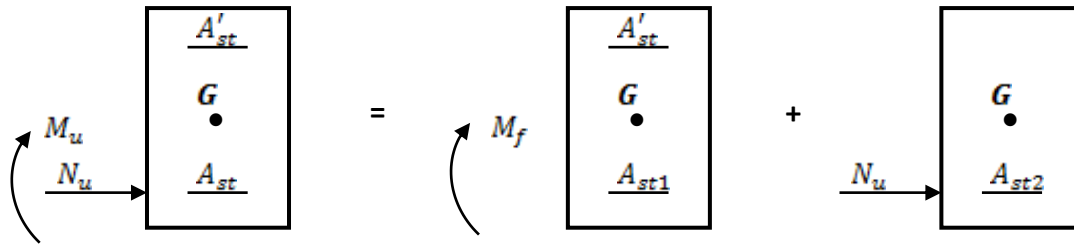
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

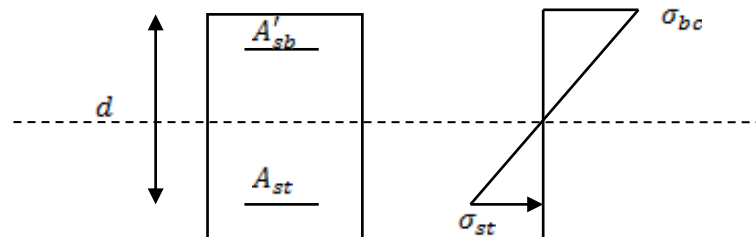
$\mu \leq \mu_1 = 0.392$ donc la section est simplement armée (SSA)

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_d \sigma_{st}} ; A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e})$

si $\mu > \mu_1 = 0.392$ donc la section est doublement armée (SDA).



On calcul:

$$M_r = \mu_1 bd^2f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A' , A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

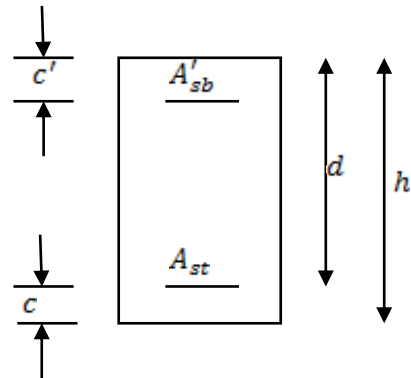
1^{er} Cas : Section Simplement Armée (S.S.A)

➤ Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ $\implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



IV.1.4 CALCUL DE FERRAILLAGE:

Les résultats des efforts internes des poteaux pour chaque combinaison, sont extrais à l'aide du logiciel **ETABS**, tant dit que le ferraillage se fait à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

BLOC	Niv	Zone	Efforts normaux	M	e	h/2-c	Obs	Asc	Ast cm2	Amin	Aad	Ferrailage
BLOC 01	2ème S-S	45X45	Nmax= -1678,8	-16,42	0,010	0.200	SPC	25,31	22,95	16,20	28,64	4HA20+8 HA16
			Nmin= 55,42	27,35	0,0054	0.200	SPC	0	1,05			
			Ncor = -821,09	-100,8	0,123	0.200	SPC	19,05	4,56			
	1er S-S	40X40	Nmax= -1678,8	-16,42	0,010	0.175	SPC	25,48	22,78	12,80	28,64	4HA20+8 HA16
			Nmin= 0,06	2,699	44,983	0.175	SCC	0	0,21			
			Ncor = -385,64	-163,8	0,425	0.175	SCC	19	0			
	RDC	40X40	Nmax= -1028,23	48,074	-0,047	0.175	SPC	10,83	18,73	12,80	24,12	12HA16
			Nmin= 0,06	2,699	44,983	0.175	SCC	0	0,21			
			Ncor = -716,25	-160,5	0,224	0.175	SCC	0	23,35			
	1er	40X40	Nmax= -769,37	-49,82	0,065	0.175	SPC	15,15	6,97	12,80	20,35	4HA16+8 HA14
			Nmin= -1,12	5,715	-5,103	0.175	SCC	0	0,46			
			Ncor = -385,64	-163,8	0,425	0.175	SCC	19	0			
	2^{ème} 3^{ème}	40X40	Nmax= -529,82	51,138	-0,097	0.175		3,42	11,82	12,80	15,2	4HA14+8 HA12
			Nmin= 1,48	10,994	7,428	0.175	SCC	0	0,83			
			Ncor = -177,8	-145,6	0,819	0.175	SCC	14,65	0			

Tableau IV.1 : Ferrillages des poteaux de bloc 01.

BLOC	Niv	Zone	Efforts normaux	M	e	h/2-c	Obs	Asc	Ast cm2	Amin	Aad	Ferrailage
BLOC 02		45X45	Nmax = -2174,96	29,091	-0,013	0.200	SPC	29,17	33,36	16,20	37,69	12HA20
	2ème S-S		Nmin = -1,49	18,294	-12,278	0.200	SCC	0	1,27			
			Ncor = -695,71	91,277	-0,131	0.200	SPC	3,44	16,56			
		40X40	Nmin = -1974,06	-2,357	0,001	0.175	SPC	28,57	28,18	12,80	28,64	4HA20+8 HA16
	1er s-s		Nmin = 0,01	2,907	290,700	0.175	SCC	0	0,22			
	RDC		Ncor = -493,81	-187,4	0,379	0.175	SCC	22,52	0			
		40X40	Nmin = -1360,61	71,78	-0,053	0.175	SPC	13,66	25,45	12,80	28,64	4HA20+8 HA16
	1er		Nmin = 0,01	2,908	290,800	0.175	SCC	0	0,22			
			Ncor = -483,83	-187,4	0,387	0.175	SCC	22,52	0			
		40X40	Nmin = -977,96	57,498	-0,059	0.175	SPC	9,34	18,78	12,80	20,35	4HA16+8 HA14
	2ème		Nmin = -1,48	132,38	-89,445	0.175	SCC	0	11,22			
	3ème		Ncor = -130,44	-168,9	1,295	0.175	SCC	16,27	0			
	4ème											

Tableau IV.2 : Ferrillages des poteaux de bloc 02.

IV.1.5 Verification à L'ELU:

1. Armatures transversales :

- Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1.3 BAEL91/V99)

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{\max}$$

Avec : ϕ_l : c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} 20 = 6.66 \text{ mm soit: } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Selon le RPA

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_2 V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA99/2003 : formule 7.1)}$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

▪ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suit :

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) \quad \text{Nous retiendrons: } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \varnothing_1^{\min} = 18 \text{ cm} \quad \text{Nous retiendrons: } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

▪ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% S_t.b \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ au $\frac{l_f}{b}$

(a , b) : dimensions de la section droite du poteau

Telle que :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

l_f : La longueur de flambement des poteaux

2^{ème} S.Sol : Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: $\lambda_g = \frac{0,7 \times 411}{45} = 6,39 > 5$

Zone nodale: $A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$.

Zone courante $A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$.

RDC : Poteau de (40×40) cm² : $\lambda_g = \frac{0.7 \times 330}{40} = 5.775 > 5$

Zone nodale: $A_t^{\min} = 0,3\%$ $S_{t,b} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$.

Zone courante $A_t^{\min} = 0,3\%$ $S_{t,b} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$.

Autres étages : Poteau de (40×40) cm²: $\lambda_g = \frac{0.7 \times 295}{40} = 5.162 > 5$

Zone nodale: $A_t^{\min} = 0,3\%$ $S_{t,b} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$.

Zone courante $A_t^{\min} = 0,3\%$ $S_{t,b} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$.

Etage	Zones	Section	Vu (kN)	ρ	h1 (cm)	St (cm)	At (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A ad (cm ²)	Ferraillage
2 ^{ème} S.Sol	nodale	45*45	20,2	2,5	411	10	0,031	1,35	3,14	4HA10
	courante	45*45	20,2	2,5	411	15	0,046	2,025	2,14	4HA10
RDC	nodale	40*40	27,72	2,5	330	10	0,053	1,2	2,01	4HA8
	courante	40*40	27,72	2,5	330	15	0,079	1,8	2,01	4HA8
Autres étage	nodale	40*40	48,4	2,5	295	10	0,103	1,2	2,01	4HA8
	courante	40*40	48,4	2,5	295	15	0,154	1,8	2,01	4HA8

Tableau IV.3 : Armatures transversales des blocs 01et 02.

▪ **Longueurs de recouvrement :**

En zone IIa $L_r = 40 \Phi_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour $\Phi 20 \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ Pour $\Phi 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour $\Phi 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ Pour $\Phi 12 \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

▪ **Délimitation de la zone nodale :**

- La longueur de la zone nodale $h' = \text{Max}(h_e / 6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$

Poteau (45x45) $h' = \text{Max}(414 / 6; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 69 \rightarrow \text{On prend } h' = 70 \text{ cm}$

Poteau (40x40) RDC $h' = \text{Max}(329 / 6; 40; 40; 60 \text{ cm}) = 60 \rightarrow \text{On prend } h' = 65 \text{ cm}$

Poteau (40x40) étages $h' = \text{Max}(295 / 6; 40; 40; 60 \text{ cm}) = 60 \rightarrow \text{On prend } h' = 65 \text{ cm}$

3. Vérification des contraintes tangentielles (ART 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_b=0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \\ \rho_b= 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc	Etage	Section	Vu (kN)	ρ	h(m)	b (m)	τ_b	τ_{bu}	vérification
Bloc 01	2ème S.Sol	45*45	20,2	0,075	0,45	0,45	0,1	1,875	CV
	RDC	40*40	27,72	0,075	0,40	0,40	0,173	1,875	CV
	Autres étage	40*40	48,4	0,075	0,40	0,40	0,303	1,875	CV
Bloc 02	2ème S.Sol	45*45	19,64	0,075	0,45	0,45	0,097	1,875	CV
	RDC	40*40	24,21	0,075	0,40	0,40	0,151	1,875	CV
	Autres étage	40*40	48,59	0,075	0,40	0,40	0,304	1,875	CV

Tableau IV.1.4 : Vérification des contraintes tangentielles des blocs 01et 02.

4. Condition de non fragilité :

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}; f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc	Niv	Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	b (m)	d (m)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Obs
Bloc 01	2ème S-S	45*45	-	-11,796	0,45	0,425	6,153	28,64	CV
			1217,51	-1,502	0,45	0,425	5,977	28,64	CV
			-235,67	25,998	0,45	0,425	4,918	28,64	CV
	1er S-S	40*40	-	-27,859	0,40	0,375	6,301	28,64	CV
			-976,64	-0,567	0,40	0,375	4,582	28,64	CV
			-178,54	57,397	0,40	0,375	3,156	28,64	CV
	RDC	40*40	-	34,562	0,40	0,375	3,396	24,12	CV
			-746,03	0,258	0,40	0,375	4,388	24,12	CV
			-144,24	41,757	0,40	0,375	3,258	24,12	CV
	1er	40*40	-	4,592	0,40	0,375	4,176	20,35	CV
			-560,94	0,346	0,40	0,375	4,341	20,35	CV
			-110,79	-38,339	0,40	0,375	-15,775	20,35	CV
	2ème 3ème	40*40	-	-37,035	0,40	0,375	-5,130	15,2	CV
			-386,6	0,585	0,40	0,375	3,593	15,2	CV
			-17,45	-47,771	0,40	0,375	0,996	15,2	CV
-162,24									

Tableau IV.5 : la vérification de la Condition de non fragilité du bloc 01.

Bloc	Niv	Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	b (m)	d (m)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Obs
Bloc 02	2ème S-S	45*45	-	20,83	0,45	0,425	5,196	37,69	CV
			1582,32	-9,827	0,45	0,425	11,125	37,69	CV
			-202,35	-37,42	0,45	0,425	7,158	37,69	CV
	1er S-S RDC	40*40	-	-1,681	0,40	0,375	4,500	28,64	CV
			1438,09	-2,725	0,40	0,375	7,175	28,64	CV
			-77,45	57,353	0,40	0,375	3,488	28,64	CV
	1er	40*40	-	52,132	0,40	0,375	3,317	28,64	CV
			1434,63	-15,072	0,40	0,375	1,119	28,64	CV
			-994,42	52,132	0,40	0,375	3,317	28,64	CV
	2ème 3ème, 4ème	40*40	-	42,06	0,40	0,375	3,242	20,35	CV
			1434,63	-1,235	0,40	0,375	1,433	20,35	CV
			-994,42	-50,513	0,40	0,375	1,194	20,35	CV

Tableau IV.6 : la vérification de la Condition de non fragilité du bloc 02.

IV.1.6 : Vérification à L'ELS :

1. Vérification des contraintes à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa. (BAEL 91/ a.4.5.2)}$$

Si $e_x = \frac{M_g}{N_g} < \frac{h}{6}$ donc la section est entièrement comprimée.

Si $e_x = \frac{M_g}{N_g} > \frac{h}{6}$ donc la section est partiellement comprimée.

- Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y₁ : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y₂ : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L_c: la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y^3_2 + py_2 + q = 0.$$

$$l_c = \frac{h}{c} - e_x$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b} + 6n A_u \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta: \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $4\sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3.u}$

Si $\Delta < 0$: l'équation trois racines

$$y'_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y''_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y'''_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad \alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A_u(d - y_1)^2 + \overline{A}_u(y_1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa. (Art. A.4.5.2/BAEL91)}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance XG au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1(0.5h - c') - A_2(d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A_1(0.5h - c' - X_G)^2 + A_2(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier)

$$\sigma_{st} = \overline{\sigma}_{st} = \min \{0.5 \times f_e ; 90\sqrt{nf_{t28}}\} = \{0.5 \times 400; 90\sqrt{2 \times 2.1}\} = 184.45\text{MPa}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

Bloc	Niv	Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	Type de S	Aado (cm2)	σbc sup	σbc inf	σ'bc	σst sup	σst inf	σ'st	Obs
Bloc 01	2ème S,S	45*45	-1217,51	-11,796	SEC	28,64	4,61	3,83	15	68,5	28,2	348	CV
			-235,67	-1,502	SEC	28,64	0,87	0,77		12,9	11,6		CV
			-1132,81	25,998	SEC	28,64	4,78	3,07		70,3	47,5		CV
	1er S-S	40*40	-976,64	-27,859	SEC	28,64	5,14	2,8		74,9	44,2		CV
			-178,54	-0,567	SEC	28,64	0,75	0,7		11,2	10,6		CV
			-856,88	57,397	SPC	28,64	5,89	1,08		83,9	20,6		CV
	RDC	40*40	-746,03	34,562	SEC	24,12	4,8	1,62		69	27,3		CV
			-144,24	0,258	SEC	24,12	0,63	0,61		9,47	9,16		CV
			-728,2	41,757	SEC	24,12	5,05	1,21		72,2	21,8		CV
	1er	40*40	-560,94	4,592	SEC	20,35	2,77	2,31		41,1	35,1		CV
			-110,79	0,346	SEC	20,35	0,52	0,48		7,74	7,29		CV
			-480,42	-38,339	SPC	20,35	4,09	0,26		57,7	7,46		CV
	2ème 3ème	40*40	-386,6	-37,035	SPC	15,2	3,99	0		55,8	0,44		CV
			-17,45	0,585	SEC	15,2	0,12	0,05		1,71	0,84		CV
			-162,24	-47,771	SPC	15,2	3,9	0		51,4	49,3		CV

Tableau IV.7 : Vérification des contraintes de bloc 01 à l'ELS.

Bloc	Niv	Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	Type de S	Aado (cm ²)	σ_{bc}	σ_{bc}	σ'_{bc}	$\sigma_{st\ sup}$	$\sigma_{st\ inf}$	σ'_{st}	Obs
Bloc 02	2ème S,S	45*45	-1582,32	20,83	SEC	37,69	5,6	4,42	15	83,1	67,3	348	CV
			-202,35	-9,827	SEC	37,69	0,92	0,36		13,3	5,91		CV
			-1561,36	-37,42	SEC	37,69	6,01	3,39		88,4	60,1		CV
	1er S-S RDC	40*40	-1438,09	-1,681	SEC	28,64	5,92	5,78		88,6	86,8		CV
			-77,45	-2,725	SEC	28,64	0,43	0,2		6,23	3,22		CV
			-1434,63	57,353	SEC	28,64	8,24	3,43		119,1	55,9		CV
	1er	40*40	-994,42	52,132	SEC	28,64	6,23	1,86		89,4	31,9		CV
			-45,09	-15,072	SPC	28,64	0,86	0		11,5	9,01		CV
			-994,42	52,132	SEC	28,64	6,23	1,86		89,4	31,9		CV
	2ème 3ème, 4ème	40*40	-715,16	42,06	SEC	20,35	5,34	1,13		76,1	20,9		CV
			-2,23	-1,235	SPC	20,35	0,08	0		1,03	1,32		CV
			-137,76	-50,513	SPC	20,35	3,44	0		45,2	45,1		CV

Tableau IV.8 : Vérification des contraintes de bloc 02 à l'ELS.

IV.2 : FERRAILAGE DES POUTRES :

IV.2.1 : Introduction:

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** : Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.

$G + Q$: à L'ELS.

b) $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.

$0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

IV.2.2 : Recommandation du RPA99/ VERSION 2003 :

1. Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 35 = 7.875 \text{ cm}^2$

- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

▪ Poutres principales (45×35) :

$A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$$A_{\max} = 0,06 \times 0,06 \times 45 \times 35 = 94,5 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Poutres secondaires : 40×30

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces **U** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des **U** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires)

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right).$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

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.

IV.2.3 : Etapes de calcul de ferrailage :

1. Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

On a deux cas :

1er cas : Section simplement armée $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma}$$

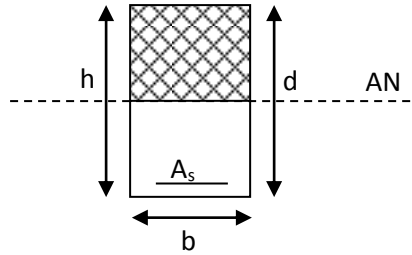


Figure IV.3 Section simplement armée.

2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_e}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Avec : $M_e = \mu_i \times b \times d_1^2 \times f_{bc}$; $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

$\Delta M = M_u - M_e$, M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée

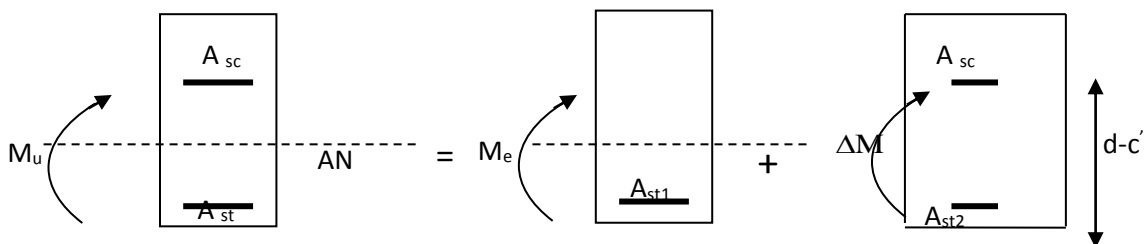


Figure IV.4 Section doublement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28}	f_e	f_{bu}	γ_b	γ_s	ϑ	σ_{st}
	MPA	MPA	MPA				MPA
Situation accidentelle	25	400	18.48	1.15	1	0.85	400
Situation courant	25	400	18.48	1.5	1.15	1	348

Tableau IV.9 : Récapitulatif des paramètres de calcul.

IV.2.4 : Ferrailage des poutres :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

BLOC	Poutres				M (kN.m)	Comb	b mm	d mm	Fbc Mpa	μ	β	MI	ΔM	σ_s Mpa	As (cm ²)	Ac (cm ²)	A min	filantes	chapeaux	Aadop
BLOC 02	P-P sous	Appuis			338,8	Acci	350	425	14,2	0,377	0,748			348	30,63		7,88	4HA16	8HA20	33,16
		Travée			180,1	ELU	350	425	14,2	0,201	0,8865			348	13,74		7,88	4HA14	4HA16	14,19
	P-P	Appuis			203,69	Acci	350	425	14,2	0,227	0,8695			348	15,84		7,88	4HA16	4HA16	16,08
		Travée			157,6	ELU	350	425	14,2	0,176	0,902			348	11,81		7,88	4HA14	4HA14	12,3
	P-S sous voiles	Appuis			259,82	Acci	300	375	14,2	0,434	0,732	234,83	24,99	348	26,63	2,05	6,00	4HA16	4HA16+4HA20	28,64
		Travée			123,91	ELU	300	375	14,2	0,207	0,8825			348	10,76		6,00	4HA14	4HA14	12,3
	P-S	Appuis			138,19	Acci	300	375	14,2	0,231	0,8665			348	12,22		6,00	4HA16	4HA14	14,19
		Travée			53,73	ELU	300	375	14,2	0,090	0,953			348	4,32		6,00	4HA14		6,15
BLOC 01	P-P	Appuis	A-B	1,3,4,5,6,7	189,53	Acci	350	425	14,2	0,211	0,88			348	14,56		7,88	4HA14+4HA12	4HA14	16,82
					104,38	ELU	350	425	14,2	0,116	0,983			348	7,18		7,88	4HA16	-	8,04
		Travée	B-C	2;3;4;5;7;8	209,82	Acci	350	425	14,2	0,234	0,865			348	16,40		7,88	4HA14+4HA12	4HA14	16,82
					162,44	ELU	350	425	14,2	0,181	0,8995			348	12,21		7,88	4HA16	4HA12	12,56
	P-P sous voiles	Appuis	A-B	2;8	305,37	Acci	350	425	14,2	0,340	0,783			348	26,37		7,88	4HA16	4HA16+4HA20	28,64
					79,078	ELU	350	425	14,2	0,088	0,954			348	5,60		7,88	4HA16	-	8,04
		Travée	B-C	1;6	289,57	Acci	350	425	14,2	0,323	0,7975			348	24,55		7,88	4HA16	4HA16+4HA20	28,64
					116,16	ELU	350	425	14,2	0,129	0,9305			348	8,44		7,88	4HA16	4HA12	12,56
	P-S	Appuis			93,342	Acci	300	375	14,2	0,156	0,915			348	7,82		6,00	4HA16	-	8,04
		Travée			26,527	ELU	300	375	14,2	0,044	0,978			348	2,08		6,00	4HA14	-	6,15
	P-S sous voiles	Appuis			177,34	Acci	300	375	14,2	0,296	0,819			348	16,59		6,00	4HA16+4HA12	4HA14	18,71
		Travée			70,025	ELU	300	375	14,2	0,117	0,9375			348	5,72		6,00	4HA14	-	6,15

Tableau IV 10 : Ferraillage des poutres

IV.2.5 : Vérification à l'ELU :

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

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{St} \geq A_{St\ min}$

a. Calcul de la section minimale

$$A_{St} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

a.1 Poutres principales

$$A_{St} \geq \frac{0,23 \times 35 \times 42,5 \times 2,1}{400} = 1,80 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de ferraillage :

$$A_{\min \text{ Adopte}} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{st\ min} = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a.2 Poutres secondaires

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de ferraillage :

$$A_{\min \text{ Adopte}} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{st\ min} = 1,36 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_u \text{ max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

BLOCS	Poutres	tranchant		b mm	d mm	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
		T_{\max}	KN					
Bloc 01	Principales	T_{\max}	169,44	350	425	1,14	3,33	CV
	Secondaires	T_{\max}	48,41	300	375	0,43	3,33	CV
Bloc 02	Principales	T_{\max}	173,44	350	425	1,17	3,33	CV
	Secondaires	T_{\max}	85,59	300	375	0,76	3,33	CV

Tableau IV11 : Vérifications aux cisaillements

2. Influence de l'effort tranchant

a. Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

On se doit de vérifier la relation

$$T_u^{\max} < \overline{T_u^{\max}} = 0.4 \frac{0.9 \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

BLOCS	Poutres	tranchant		B cm	f_{c28}	γ_b	$\overline{T_u^{\max}}$	Observation
		T_{\max}	KN					
Bloc 01	Principales	T_{\max}	169,44	35	25	1,50	210	CV
	Secondaires	T_{\max}	48,41	30	25	1,50	180	CV
Bloc 02	Principales	T_{\max}	173,44	35	25	1,50	210	CV
	Secondaires	T_{\max}	85,59	30	25	1,50	180	CV

Tableau IV.12 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

b. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 /BAEL 91 modifiée 99)

$$(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u + \frac{M_u}{0.9d}$$

D'où:

$$A_s = \frac{1.15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0.9d})$$

-Bloc 01 :

$$\text{-Poutres P } T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 169.44 - \frac{79.078}{0.9 \times 0.425} = -37.30 < 0$$

$$\text{-Poutres S } + \frac{M_u}{0.9d} = 48.41 - \frac{53.73}{0.9 \times 0.375} = -110.79 < 0$$

-Bloc 02:

$$\text{-Poutres P } T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 173.44 - \frac{157.56}{0.9 \times 0.425} = -238.48 < 0$$

$$\text{-Poutres S } + \frac{M_u}{0.9d} = 85.59 - \frac{53.73}{0.9 \times 0.375} = -73.61 < 0$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

IV.2.6 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau s}$

Avec : $\bar{\tau s} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement **HA**.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Blocs	Poutres	Tu (KN)	M(kN.m)	$\sum U_i$ (cm)	d (cm)	τ_{se} (Mpa)	Observation
Bloc 01	P-P	169,44	162,435	35,168	42,5	1,25961	CV
	P-S	48,41	70,025	17,584	37,5	0,81572	CV
Bloc 02	P-P	173,44	180,1	37,68	42,5	1,20339	CV
	P-S	85,59	123,91	35,168	37,5	0,72111	CV

Tableau IV.13 : Vérification d'adhérence des barres.

1. Encrage des armatures (longueur de scellement), ART 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99

Longueur de scellement:

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

Pour les $\emptyset 20$: $L_s = 70.55 \text{ cm}$

Pour les $\emptyset 16$: $L_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour les $\emptyset 14$: $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les $\emptyset 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0,4 L_s** pour les aciers **HA**.

IV.2.7 : Vérifications du RPA99/ VERSION 2003 :

1. Armatures longitudinales (ART 7.5.2.1 RPA / VERSION 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutre principales : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 35 = 7.875 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

2. Armatures transversales (ART 7.5.2.2 RPA 99/ VERSION 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

▪ Poutres principales

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$$

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(11.25; 14,4)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante** : $S_t = \leq h/2$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 10 \text{ cm} : A_t = 10\text{HA}8 = 5.02\text{cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm} : A_t = 6\text{HA}8 = 3.01\text{cm}^2$$

3. Délimitation de la zone nodale (ART 7.4.2.1 RPA 99/ VERSION 2003)

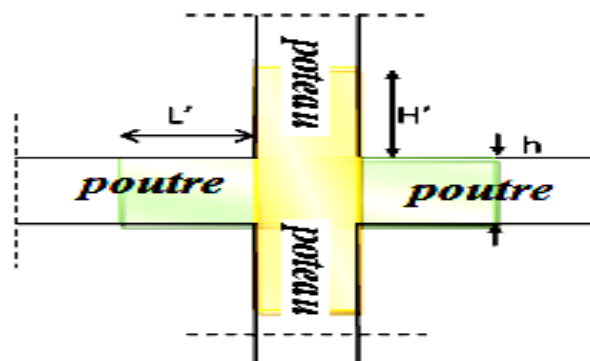


Figure IV.5 Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

Avec:

h : Hauteur de la poutre.

b_1, h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux

Poteau de 2^{ème} S.SOL : $\hat{h} = \max(69; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 69 \text{ cm}$.

Poteau de RDC : $\hat{h} = \max (54.66; 40; 40; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

Poteau d'étage : $\hat{h} = \max (49.33; 40; 40; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

Poutre Principale : $\hat{L} = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$

Poutre Secondaire : $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.2.8 : Vérifications a L'ELS :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales (35x45)

$$A_{min} = 0.23 \times 35 \times 42,5 \frac{2.1}{400} = 1.79 \text{ cm}^2 < 8.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Poutre secondaire (30x40)

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37,5 \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2 < 6.15 \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6 f_{c28} = \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \text{ (A : armatures adoptées à l'ELU)}$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

BLOC	Poutres		Axes		As ELU	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	OBS
BLOC 02	P-P sous voiles	Appuis			33,16	2,229	0,82	12,78	28,69	2,245	CV
		Travée			14,19	0,954	0,863	21,5	27,26	1,268	CV
	P-P	Appuis			16,08	1,081	0,857	19,96	27,46	1,376	CV
		Travée			12,3	0,827	0,87	23,46	27,05	1,153	CV
	P-S sous voiles	Appuis			28,64	2,546	0,809	11,18	32,96	2,948	CV
		Travée			12,3	1,093	0,856	19,72	31,15	1,580	CV
	P-S	Appuis			14,19	1,261	0,856	19,72	31,15	1,580	CV
		Travée			6,15	0,547	0,89	30,45	29,96	0,984	CV
BLOC 01	P-P	Appuis	A-B	1,3,4,5,6,7	16,82	1,131	0,857	19,96	20,08	1,006	CV
		Travée			8,04	0,541	0,89	30,45	46,66	1,532	CV
		Appuis	B-C	2;3;4;5;7;8	16,82	1,131	0,854	19,25	10,07	0,523	CV
		Travée			12,56	0,844	0,87	23,46	36,22	1,544	CV
	P-P sous voiles	Appuis	A-B	2;8	28,64	1,925	0,825	13,57	8,01	0,590	CV
		Travée			8,04	0,541	0,89	30,45	55,31	1,816	CV
		Appuis	B-C	1;6	28,64	1,925	0,825	13,57	12,51	0,922	CV
		Travée			12,56	0,844	0,877	25,65	61,18	2,385	CV
	P-S	Appuis			8,04	0,715	0,877	25,65	30,41	1,185	CV
		Travée			6,15	0,547	0,89	30,45	139,53	4,582	CV
	P-S sous voiles	Appuis			18,71	1,663	0,839	16,06	21,34	1,329	CV
		Travée			6,15	0,547	0,89	30,45	39,17	1,286	CV

Tableau IV.2.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

▪ **Etat limite de déformation de la flèche**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « *f* », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

➤ **Valeurs limites de la flèche (Art B.6.5,3/BAEL91modifiée 99)**

- Pour : $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$
- Pour : $L > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

Avec : *L* : la portée mesurée entre nus d'appuis.

1-bloc 01:

- Sens xx $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm.}$

La flèche lue par ETABS est : $f = 0,02 \text{ cm} < \bar{f} = 0.95 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- Sens yy: $\bar{f} = 0.5 + \frac{624}{1000} = 1.124 \text{ cm}$

La flèche lue par ETABS est : $f = 0,04 \text{ cm} < \bar{f} = 1.124 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

2-bloc 02:

- Sens xx: $\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm.}$

La flèche lue par ETABS est : $f = 0,04 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- Sens yy: $\bar{f} = 0.5 + \frac{624}{1000} = 1.124 \text{ cm}$

La flèche lue par ETABS est : $f = 0,03 \text{ cm} < \bar{f} = 1.124 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion

La flèche est vérifiée.

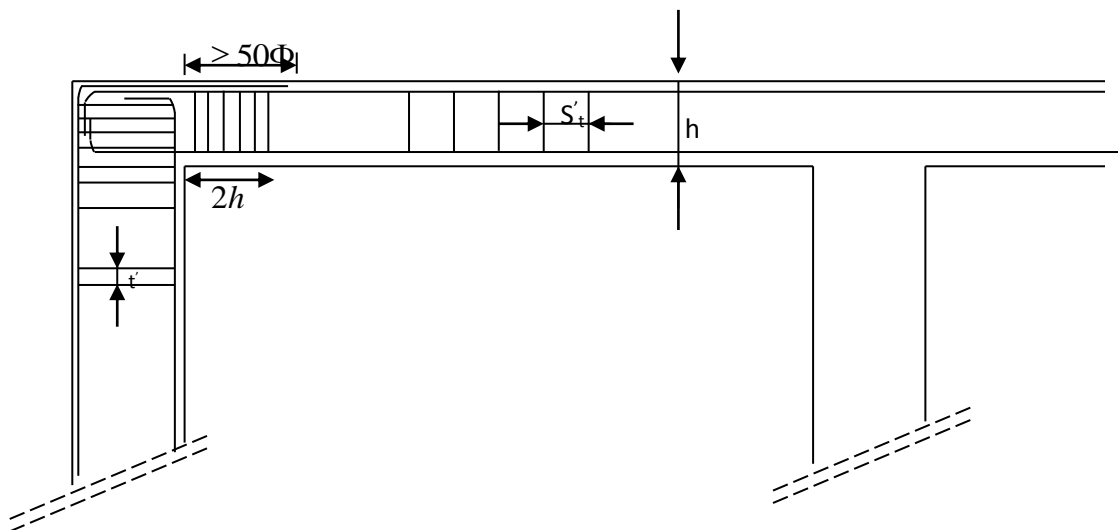


Figure IV.6 Ferrailage des poutres.

IV.3. FERRAILAGE DES VOILES

IV.3.1 : Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques celle des charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 : $\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003 : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$

IV.3.2: Comportement d'un voile:

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, on peut distinguer deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

IV.3.3 : Exposer de la méthode :

Le ferrailage des voiles se fait pour une bande de largeur d , les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

IV.3.4 : Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} = \frac{M \times V}{I}$$

Avec : B ; Section de béton.

I : Moment d'inertie du voile.

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min \left(\frac{h_g}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$

h_g : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_c : La longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_c$

$$\sigma_1 = (I_t - d) \frac{|\sigma_{max}|}{I_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I :** 2^{ème} sous.sol.
- **Zone II :** 3^{ème} s.sol, RDC et 1^{er} étage,
- **Zone III:** 2^{ème} au 3^{ème} étage pour bloc 01 de 2^{ème} au 4^{ème} pour le bloc 02.

1. Section entièrement comprimé (S.E.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$A_{VI} = \frac{N_i - B \times fbc}{\sigma_s}$$

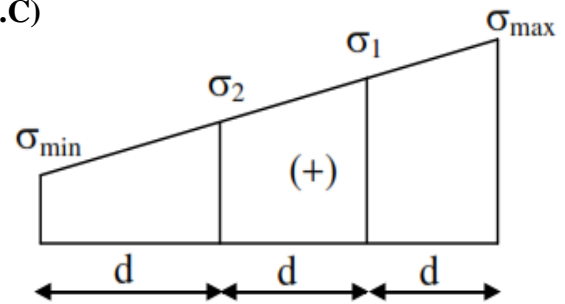


Figure V.3.1 Section entièrement comprimée.

Avec :

e : Epaisseur du voile.

B: Section du tronçon considéré, **fbc** = 14.2 MPa situation courante, **fbc** = 18.48MPa situation accidentelle.

σ_s : contrainte de l'acier correspondant à un allongement de 2‰

▪ **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq 4cm^2/ml$$

$$0.2\%B \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%B$$

2. Section entièrement tendue (S.E.T).

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

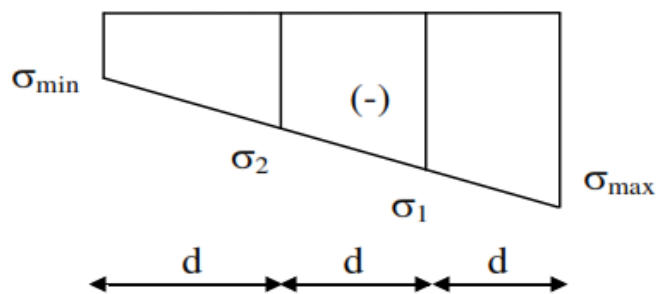


Figure V.3.2 Section entièrement tendue.

▪ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.002B\right)$$

Avec : **B=dxe**: section du béton tendu.

3. Section partiellement comprimé (S.P.C).

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

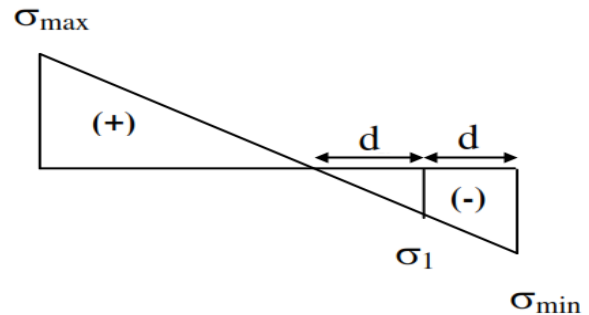


Figure V.3.3 Section partiellement comprimée.

σ_s : contrainte de l'acier correspondant à un allongement de 10%=348MPa

▪ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max\left(0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.002B\right)$$

Avec : **B**: section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

▪ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposées de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$A_H \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile (Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003).

$$A_H \geq 0.10\% B \text{ en zone courante}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \text{ (BAEL 91 Modifiée 99)}$$

Avec : A_V : Section d'armatures verticales.

B: Section du béton.

D'où :
$$A_H \geq \max\left(\frac{A_V}{4}, 0.15\%B\right)$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Les potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. D'autre cas, les armatures des poteaux représentent les potelets à chaque extrémité d'un voile.

V.3.5 : Disposition constructives :

1. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003})$$

Avec

e : Épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

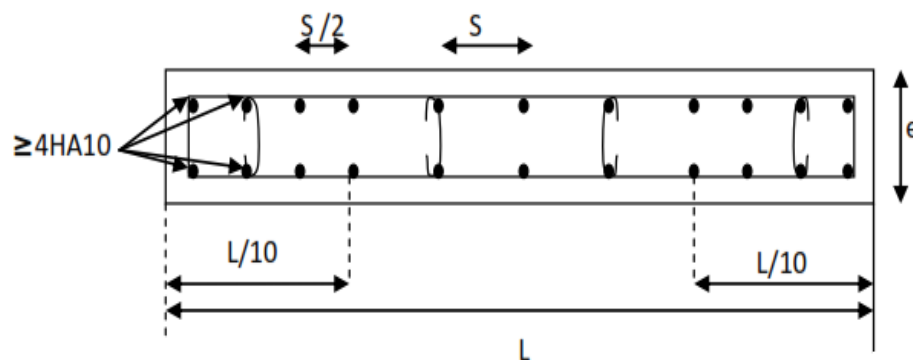


Figure V.3.4 Disposition des armatures verticales dans les voiles.**2. Les longueurs de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.6 : Vérification à L'ELS :**a- Contrainte limite de béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b \leq \text{Avec } \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

b- Contrainte limite de cisaillement

1-(Art 7.7.2 RPA 99/version2003) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d}$$

Avec: $\bar{T} = 1.4 \times T_{\text{calculé}}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d = 0.9 h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré.

2- (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_u = \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

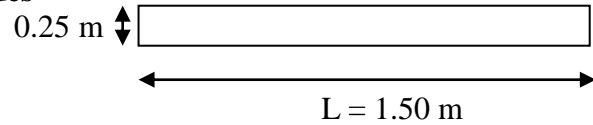
a.1 Exemple de calcul : Calcule voiles transversaux VT de bloc 01 :

▪ **Caractéristiques géométriques**

Zone I

$$L = 1.50 \text{ m}$$

$$B = 0.375 \text{ m}$$



▪ **Sollicitations de calcul**

On calcule les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone :

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = -15565.73 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 12362.10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

▪ **Largeur de la zone comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{15565.732}{15565.73 + 12362.10} \times 1.50 = 0.836 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1.50 - 0.836 = 0.664 \text{ m}$$

▪ **Calcul de la longueur (d)**

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.332 \text{ m} \quad \text{Avec: } d \leq \text{Min}(h_e/2; 2L_c/3) = 0.41 \text{ m} \quad (\text{RPA}$$

99 / Art.7.7.4)

▪ **Détermination de N**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t/2} ; \sigma_1 = 6181.05 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 769.502 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 256.501 \text{ KN}$$

b. Calcul des armatures verticales

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d1 et d2) respectivement.

$$\text{Avec : } d1 \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min(2.07 \text{ m}; 0.557 \text{ m}) = 0.557 \text{ (m)}$$

On prend $d = L_t / 2 = 0.332 \text{ (m)}$

Longueur d'extrémité:

$$L/10 = 1.50/10 = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

1^{er} bande:

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{s10}} = \frac{769.502}{400} = 19.238 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande:

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{s10}} = \frac{256.501}{400} = 6.413 \text{ cm}^2$$



Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 479.94 \times 10}{400} = 18.478 \text{ cm}^2$$

d. Armatures minimales (BAEL 91)

$$A_{\min} < \max\left\{\frac{d_1 e f_{t28}}{f_e}, 0.02d_1 e\right\} = \max\left\{\frac{0.332 \times 0.25 \times 2.1}{400}, 0.02 \times 0.335 \times 0.25\right\} = \max\{4.36, 1.675 \text{ cm}^2\}$$

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = (22.112) + (18.457/4) = 23.857 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj}/4 = (7.371) + (18.457/4) = 11.032 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

2. Ferrailage adopté:

$$A_1 = 23.857 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2 \times (4HA20) = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ Avec St} = 8 \text{ cm.}$$

$$A_2 = 11.032 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2 \times (3HA16) = 12.06 \text{ cm}^2 \text{ Avec St} = 10 \text{ cm.}$$

a. Armatures horizontales

$$A_H < \max\left\{\frac{A_V}{4}, 0.15\%B_1\right\} = \max\left\{\frac{25.13}{4}, 0.0015 \times 150 \times 25\right\} = \max\{6.28, 5.625 \text{ cm}^2\}$$

$$A_H = 6.28 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

Soit 6HA12=6.78 cm²/m avec **St = 15 cm.**

b. Armatures transversales (Art7.7.4.3, RPA 99)

Les deux nappes des armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de **HA8** par mètre carré.

▪ **Les potelets**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

c. Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t < \min\{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7.302 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

1. Vérification de la contrainte au cisaillement**a. Selon le RPA 99 (art 7.7.2, RPA 99)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $d = 4.14 \times 0.9$; $e = 0.25$

V_u : effort tranchant dans la section.

e : Épaisseur des voiles

- **BAEL 91**

$$\tau_b = \frac{V_u}{e.d} = \frac{179.08}{0.25 \times 0.9 \times 4.14 \times 10^3} = 0.192 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = \min\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.26 \text{ MPa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **RPA 2003**

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{1.4 \times 179.08}{0.25 \times 0.9 \times 4.14 \times 10^3} = 0.269 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.269 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales) ;

Les sections des armatures horizontales calculées selon une bande de 1m de hauteur.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableaux de ferrailage des voiles :**1- Bloc 01:**

Tableau. V.3.1 : Voiles V L1 à V L8

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Lc (m)	1,5	1,5	1,5
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ²)	0,375	0,375	0,375
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitation de calcul	Nser (KN)	1125,7	999,9	413,93
	T (KN)	287,64	251,35	112,38
	σ_{max} (KN/m ²)	-10110,47	-8822,71	-6582,15
	σ_{min} (KN/m ²)	7262,97	4878	5650,76
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,873	0,966	0,807
	Lt(m)	0,627	0,534	0,693
	d(m)	0,314	0,267	0,346
	σ_1 (KN/m ²)	3631,485	2439,000	2825,380
	N1 (KN)	426,978	244,232	367,068
	N2 (KN)	142,326	81,411	122,356
	Armatures verticales	Av1 (cm ²)	10,674	6,106
Av2 (cm ²)		3,558	2,035	3,059
Amin (cm ²)		4,115	3,505	4,547
Avj (cm ²)		11,074	9,677	4,327
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)		13,443	8,525	10,258
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)		6,327	4,455	4,141
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ²)	16,080	12,310	12,310
	A2 adopté (cm ²)	9,230	6,780	6,780
	bande 1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14
	bande2	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
	bande 1	8	8	8
	bande2	10	10	10
Armatures horizontales	Av/4	4,020	3,078	3,078
	0,15%B	1,176	1,001	1,299
	Ah adop	4,710	4,710	4,710
	Choix	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement	15	15	15
A, transversales	At adop	4 épingles de HA8/m ²		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,432	0,484	0,237
	$\tau_u=3,26$ Mpa	0,309	0,346	0,169
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	11,423	12,570	4,058

Tableau. V.3.2 : Voiles V T1 à V T4

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	Lc (m)	1,5	1,5	1,5
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ²)	0,375	0,375	0,375
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Solicitation de calcul	Nser (KN)	867,35	740,02	316,44
	T (KN)	479,94	353,71	135,72
	σ_{max} (KN/m ²)	-15565,73	-7153,71	-3639,74
	σ_{min} (KN/m ²)	12362,1	4745,72	2708,4
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,836	0,902	0,860
	Lt(m)	0,664	0,598	0,640
	d(m)	0,332	0,299	0,320
	σ_1 (KN/m ²)	6181,050	2372,860	1354,200
	N1 (KN)	769,502	266,159	162,496
N2 (KN)	256,501	88,720	54,165	
Armatures verticales	Av1 (cm ²)	19,238	6,654	4,062
	Av2 (cm ²)	6,413	2,218	1,354
	Amin (cm ²)	4,357	3,926	4,200
	Avj (cm ²)	18,478	13,618	5,225
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	23,857	10,058	5,369
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	11,032	5,622	2,660
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ²)	25,130	12,310	9,050
	A2 adopté (cm ²)	12,060	9,230	6,780
	bande 1	2x4HA20	2x4HA14	2x4HA12
	bande2	2x3HA16	2x3HA14	2x3HA12
	bande 1	8	8	8
	bande2	10	10	10
Armatures horizontales	Av/4	6,283	3,078	2,263
	0,15%B	1,245	1,122	1,200
	Ah adop	6,780	4,710	4,710
	Choix	6HA12	6HA10	6HA10
	Espacement	15	15	15
A, transversales	At adop	4 épingles de HA8/m2		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,721	0,681	0,286
	$\tau_u=3,26$ Mpa	0,515	0,487	0,204
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	7,302	8,235	3,594

2- Bloc 02 :

Tableau. V.3.3 : Voiles PL1 PL3 PL6 PL8 et PL9.

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Lc (m)	1,5	1,5	1,5
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ⁻)	0,375	0,375	0,375
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Solicitation de calcul	Nser (KN)	1148,93	1057,23	558,63
	T (KN)	436,08	368,01	204,64
	σ_{max} (KN/m ⁻)	-14468,82	-7978,28	-7978,28
	σ_{min} (KN/m ⁻)	11778,6	6021,75	6021,75
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,827	0,855	0,855
	Lt(m)	0,673	0,645	0,645
	d(m)	0,337	0,323	0,323
	σ_1 (KN/m ⁻)	5889,300	3010,875	3010,875
	N1 (KN)	743,299	364,233	364,233
N2 (KN)	247,766	121,411	121,411	
Armatures verticales	Av1 (cm ²)	18,582	9,106	9,106
	Av2 (cm ²)	6,194	3,035	3,035
	Amin (cm ⁻)	4,417	4,234	4,234
	Avj (cm ⁻)	16,789	14,168	7,879
	A1=Av1+Avj/4 (cm ⁻)	22,780	12,648	11,075
	A2=Av2+Avj/4 (cm ⁻)	10,391	6,577	5,005
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ⁻)	25,130	16,080	12,310
	A2 adopté (cm ⁻)	12,060	9,230	6,780
	bande 1	2x4HA20	2x4HA16	2x4HA14
	bande2	2x3HA16	2x3HA14	2x3HA12
	bande 1	8	8	8
	bande2	10	10	10
Armatures horizontales	Av/4	6,283	4,020	3,078
	0,15%B	1,262	1,210	1,210
	Ah adop	6,780	4,710	4,710
	Choix	6HA12	6HA10	6HA10
	Espacement	15	15	15
A,transversales	At adop	4 épingles de HA8/m2		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,655	0,709	0,432
	$\bar{\tau}_u=3,26$ Mpa	0,468	0,506	0,308
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	9,711	10,613	5,744

Tableau. V.3.4 : Voiles PL2 PL4 PL5 et PL7.

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Lc (m)	1	1,5	1,5
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ²)	0,25	0,375	0,375
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,75	0,75
	Nser (KN)	558,63	796,65	796,65
Sollicitation de calcul	T (KN)	204,64	167,08	167,08
	σ_{max} (KN/m ²)	-11770,76	-7697,14	-3687,08
	σ_{min} (KN/m ²)	6630,6	1764,86	2721,63
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,640	1,220	0,863
	Lt(m)	0,360	0,280	0,637
	d(m)	0,180	0,140	0,319
	σ_l (KN/m ²)	3315,300	882,430	1360,815
	N1 (KN)	223,989	46,291	162,536
	N2 (KN)	74,663	15,430	54,179
Armatures verticales	Av1 (cm ²)	5,600	1,157	4,063
	Av2 (cm ²)	1,867	0,386	1,354
	Amin (cm ²)	2,365	1,836	4,180
	Avj (cm ²)	7,879	6,433	6,433
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	7,569	2,765	5,672
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	3,836	1,994	2,963
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ²)	8,040	6,150	6,150
	A2 adopté (cm ²)	6,150	4,520	4,520
	bande 1	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA14
	bande2	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12
	bande 1	10	10	10
	bande2	10	10	10
Armatures horizontales	Av/4	2,010	1,538	1,538
	0,15%B	0,676	0,525	1,194
	Ah adop	4,710	4,710	4,710
	Choix	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement	15	15	15
A,transversales	At adop	4 épingles de HA8/m2		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,308	0,322	0,352
	$\tau_u=3,26$ Mpa	0,220	0,230	0,252
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	9,906	20,364	9,039

Tableau. V.3.5 : Voiles PT1 PT2 PT6 et PT7

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Lc (m)	2	1,5	1,5
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ²)	0,5	0,375	0,375
	v=v'=L/2 (m)	1	0,75	0,75
Sollicitation de calcul	Nser (KN)	917,84	778,52	740,02
	T (KN)	594,21	563,93	353,71
	σ_{max} (KN/m ²)	-12391,16	-6579,98	-4014,75
	σ_{min} (KN/m ²)	10449,25	4578,36	2862,75
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,085	0,885	0,876
	Lt(m)	0,915	0,615	0,624
	d(m)	0,457	0,308	0,312
	σ_l (KN/m ²)	5224,625	2289,180	1431,375
	N1 (KN)	896,329	264,170	167,571
	N2 (KN)	298,776	88,057	55,857
	Armatures verticales	Av1 (cm ²)	22,408	6,604
Av2 (cm ²)		7,469	2,201	1,396
Amin (cm ²)		6,005	4,039	4,097
Avj (cm ²)		22,877	21,711	13,618
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)		28,128	12,032	7,594
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)		13,189	7,629	4,801
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ²)	31,410	15,390	11,310
	A2 adopté (cm ²)	15,290	11,310	11,310
	bande 1	2x5HA20	2x5HA14	2x5HA12
	bande2	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
	bande 1	9	9	9
	bande2	9	9	9
Armatures horizontales	Av/4	7,853	3,848	2,828
	0,15%B	1,716	1,154	1,171
	Ah adop	11,310	4,710	4,710
	Choix	10HA10	6HA10	6HA10
	Espacement	10	15	15
A, transversales	At adop	4 épingles de HA8/m2		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,893	1,086	0,746
	$\tau_u=3,26$ Mpa	0,638	0,776	0,533
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	5,862	8,197	8,274

Tableau. V.3.6: Voiles PT4 PT5 et PT8

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	Lc (m)	1,5	1,5	1,5
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ⁻)	0,375	0,375	0,375
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
	Nser (KN)	1428,41	575,68	634,36
Sollicitation de calcul	T (KN)	321,2	233,39	211,34
	σ_{max} (KN/m ⁻)	-10995,78	-7604,93	-5070,02
	σ_{min} (KN/m ⁻)	7915,78	3075,6	3017,49
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,872	1,068	0,940
	Lt(m)	0,628	0,432	0,560
	d(m)	0,314	0,216	0,280
	σ_l (KN/m ⁻)	3957,890	1537,800	1508,745
	N1 (KN)	465,932	124,546	158,321
	N2 (KN)	155,311	41,515	52,774
	Armatures verticales	Av1 (cm ⁻)	11,648	3,114
Av2 (cm ²)		3,883	1,038	1,319
Amin (cm ²)		4,120	2,835	3,673
Avj (cm ⁻)		12,366	8,986	8,137
A1=Av1+Avj/4 (cm ⁻)		14,740	5,360	5,992
A2=Av2+Avj/4 (cm ⁻)		6,974	3,284	3,353
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ⁻)	16,080	9,050	9,050
	A2 adopté (cm ⁻)	9,230	6,780	6,780
	bande 1	2x4HA16	2x4HA12	2x4HA12
	bande2	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
	bande 1	8	8	8
	bande2	10	10	10
Armatures horizontales	Av/4	4,020	2,263	2,263
	0,15%B	1,177	0,810	1,049
	Ah adop	4,710	4,710	4,710
	Choix	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement	15	15	15
A,transversales	At adop	4 épingles de HA8/m2		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,483	0,450	0,446
	$\bar{\tau}_u=3,26$ Mpa	0,345	0,321	0,318
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	14,200	9,280	8,035

Tableau. V.3.7: Voile PT3

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	Lc (m)	1	1	1
	e(m)	0,25	0,25	0,25
	B(m ²)	0,25	0,25	0,25
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,5	0,5
Solicitation de calcul	Nser (KN)	879,95	797,08	389,74
	T (KN)	179,08	149,95	179,08
	σ_{max} (KN/m ²)	-10724,58	-5682,28	-9724,58
	σ_{min} (KN/m ²)	6732,27	5162,32	4132,27
	nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,614	0,524	0,702
	Lt(m)	0,386	0,476	0,298
	d(m)	0,193	0,238	0,149
	σ_l (KN/m ²)	3366,135	2581,160	2066,135
	N1 (KN)	243,404	230,381	115,527
N2 (KN)	81,135	76,794	38,509	
Armatures verticales	Av1 (cm ²)	6,085	5,760	2,888
	Av2 (cm ²)	2,028	1,920	0,963
	Amin (cm ²)	2,531	3,124	1,957
	Avj (cm ²)	6,895	5,773	6,895
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	7,809	7,203	4,612
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	3,752	3,363	2,686
Ferrailage adopté	A1 adopté (cm ²)	8,040	8,040	6,150
	A2 adopté (cm ²)	6,150	4,520	4,520
	bande 1	2x2HA16	2x2HA16	2x2HA14
	bande2	2x2HA14	2x2HA12	2x2HA12
	bande 1	10	10	7,5
	bande2	10	10	7,5
Armatures horizontales	Av/4	2,010	2,010	1,538
	0,15%B	0,723	0,893	0,559
	Ah adop	4,710	4,710	4,710
	Choix	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement	15	15	15
A, transversales	At adop	4 épingles de HA8/m2		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5$ Mpa	0,269	0,289	0,378
	$\bar{\tau}_u=3,26$ Mpa	0,192	0,206	0,270
	$\sigma_{bc}=15$ Mpa	14,686	11,337	8,819

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en:

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (rigoles en gros béton, semelles en béton armé, semelles en béton armé rigidifiées par des longrines et radier).

- **Fondations profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

V.1 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- 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.

V.2 Etude géotechnique du sol

Le rapport géotechnique du sol mené à :

- Réalisation d'un sondage carotté de reconnaissances arrêtée à 15 m de profondeur, afin de connaître la nature et l'épaisseur des différentes couches et prélever des échantillons intacts et paraffinés pour analyses au laboratoire.
- Neuf (9) essais au pénétromètre dynamique lourd.
- Une série des analyses de laboratoire.

V.2.1: Les coupes lithologiques de sondage carotté :

- 0.00 à 0.80 m : terre végétale
- 0.80 à 5.20 m : argile limoneuse à sableuses molle, saturée.
- 5.20 à 7.00 m : argiles sableuses avec des passages alluvionnaires.
- 7.00 à 12.30 m : alluvions moyennes à grossières à matrice argilo-sableuse.
- 12.30 à 15.00 m : argile a aspect marneux grisâtre.

V.2.2: Les essais au laboratoire :

Les essais de laboratoires réalisés ont pour but de déterminer les caractéristiques suivantes :

1. Densités humide et sèche et teneur en eau : norme NF P94-050 et norme NF P94-053

La teneur en eau moyenne est de 19 à 25% et un degré de saturation de 87 à 99%, ce qui signifie un sol en état saturé. La densité sèche (γ_d) est de l'ordre de 1.59 à 1.71 t/m³ et la densité humide (γ_h) est de l'ordre de 2.00 à 2.07 t/m³, qui signifie un sol de faible à moyenne densité.

2. Analyse granulométrique : norme NF P94-056 et NF P94-057.

Les courbes des essais granulométriques nous montrent que le sol est grenu, dont la distribution dimensionnelle en poids des particules inférieure à 80 μm et supérieure à 50 %. A l'exception des formations argileuses.

3. Limites d'Atterberg : norme NF p 94051.

Les indices de plasticité sont de l'ordre de 11% dans les formations sableuses et de 20 à 30% dans les matrices argileuses.

4. Les essais de cisaillement (C_u et ϕ_u) : norme NF P94-071-1.

Les échantillons paraffinés testés à la boîte de Csa grande (essai de cisaillement type non consolidé non drainé) ont donné une valeur de la cohésion de l'ordre de 0.05 au niveau de la formation sableuse et de 0.15 à 0.59 au niveau des argiles. Un angle de frottement ϕ_u de l'ordre de 14.06 à 20.24°.

5. Les essais œdométrique : norme XP94-090-1.

Les échantillons paraffinés soumis à l'essai œdométrique ont donné un coefficient de gonflement inférieur à 0.4% et un coefficient de compressibilité inférieur à 20% ; avec des pressions de pré-consolidation supérieure aux poids des terres au repos, ce que ne donne un sol peu gonflant de compressibilité moyenne et consolidé.

V.2.3: Pénétromètre dynamique : norme NF P 94-115.

L'essai de pénétromètre dynamique a pour but d'estimer la résistance du sol en fonction de la profondeur, telle que la capacité portante des sols déterminée aux endroits des points de ces essais est :

- **0.5 Bars de 0.00 à -5.50 m** de profondeur par rapport à la cote actuelle du terrain.
- **1.85 Bars au-delà de - 5.50 m** de profondeur par rapport à la cote actuelle du terrain.

La présente étude conclue aussi :

- Le sol présente un tassement considérable de l'ordre de 7.32 cm.
- Le sol ne montre aucun caractère d'agressivité vis-à-vis du béton.
- Une intense **humidification** du terrain était constatée au niveau de **-3.20 m** de profondeur.

Conclusion :

Etant donné que ; le sol est constitué de couche d'argile, la présence des eaux au niveau de -3.20 m de profondeur qui provoque des argiles gonflantes, les tassements importants de sol et la charge importante de la structure, nous a conduit à adopter des fondations profondes sur pieux.

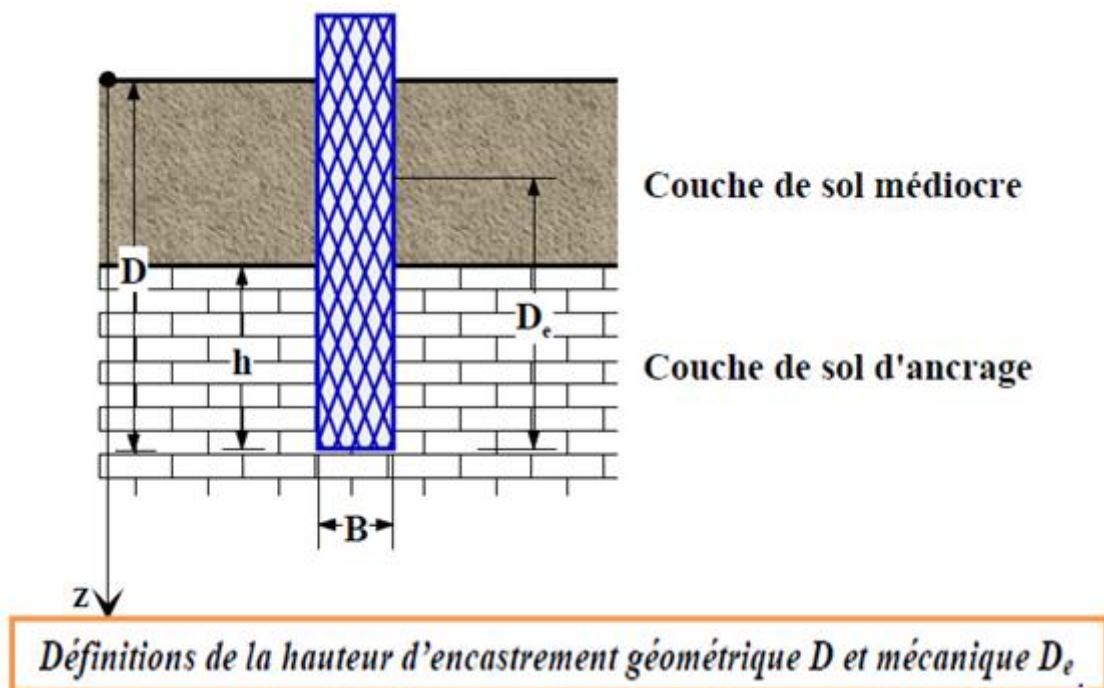
V.3 : Etude des pieux :

V.3.1 : Définition d'un pieu :

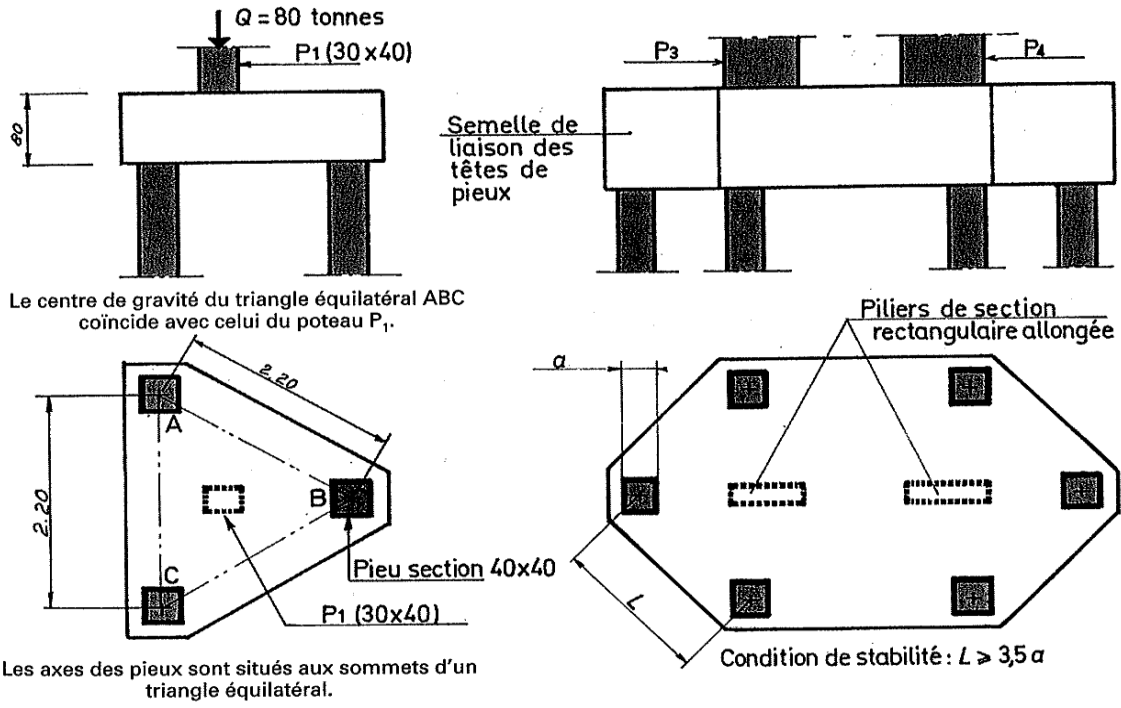
Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur les couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes

Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches des terrains résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu.



Les pieux sont destinés à reporter à grande profondeur (20 m , 40 m et plus) les charges d'une construction. Ils sont groupés par 2, 3, 4, 5 et plus et réunis en tête par une semelle très épaisse afin de répartir la charge sur chacun des pieux.



Conditions de stabilité :
 $L \geq 2,5 \varnothing$
 $nL \geq n \Pi \varnothing$
 (n est le nombre de côtés du polygone.)

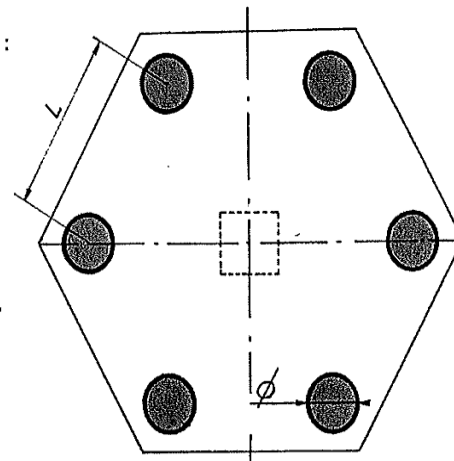
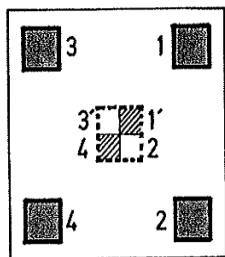
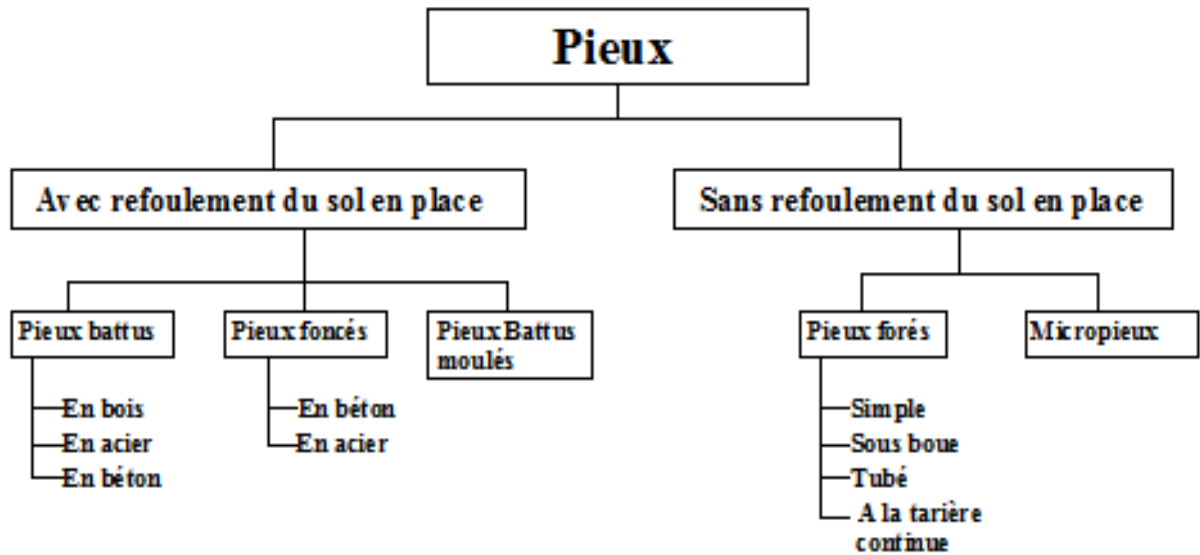


FIG. 4.

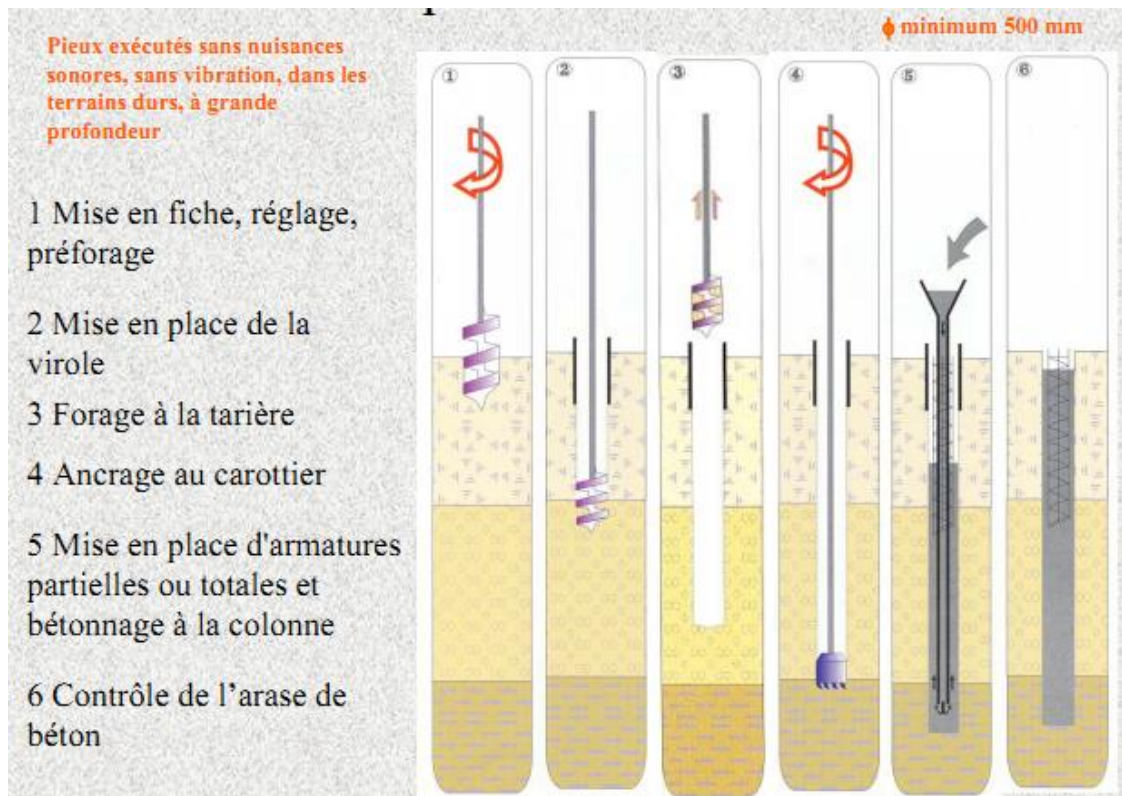
Semelle de liaison de quatre pieux de section carrée 40 x 40. Chaque pieu porte une part de la charge transmise

V.3.2 : Principaux types de pieux :

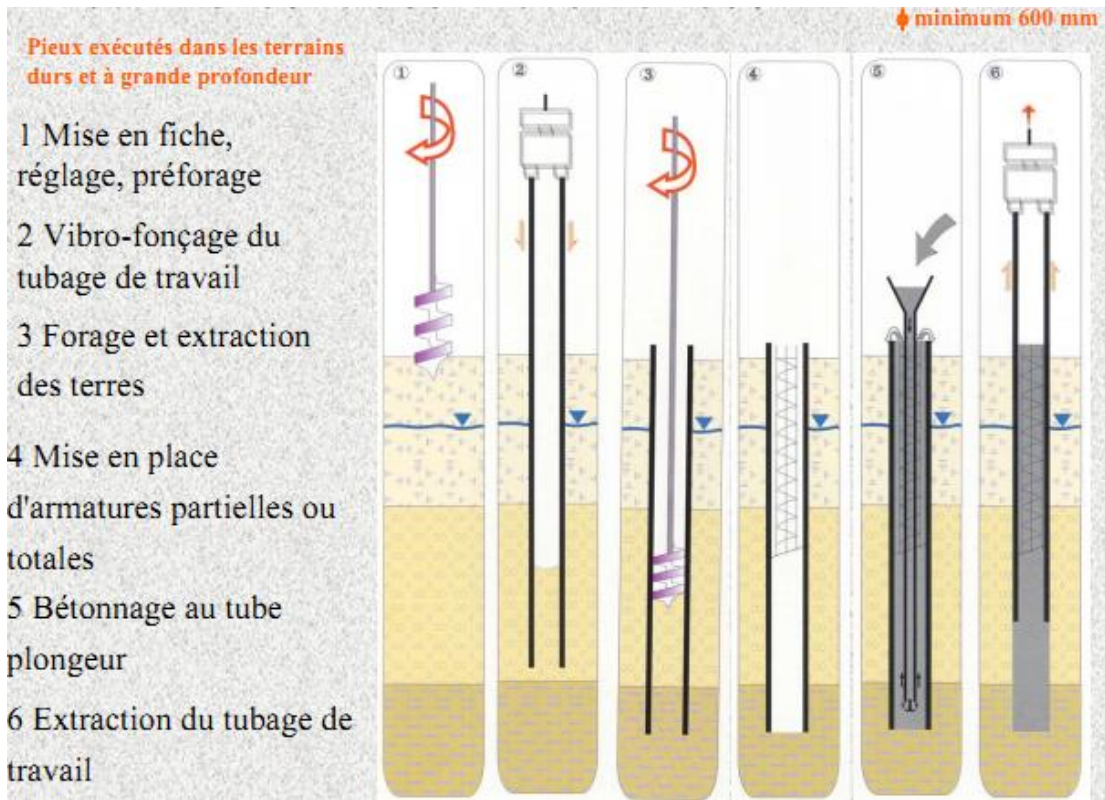


V.3.3: Principes d'exécution des principaux types de pieux.

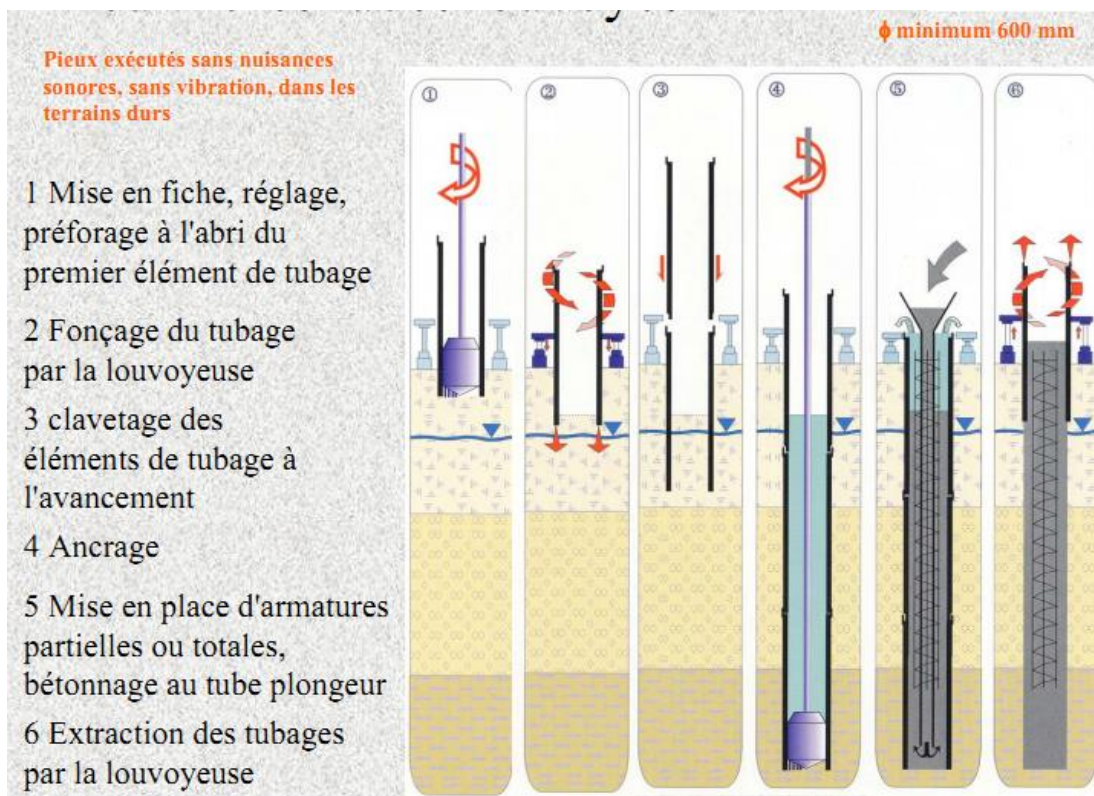
1. Pieux forés simples :



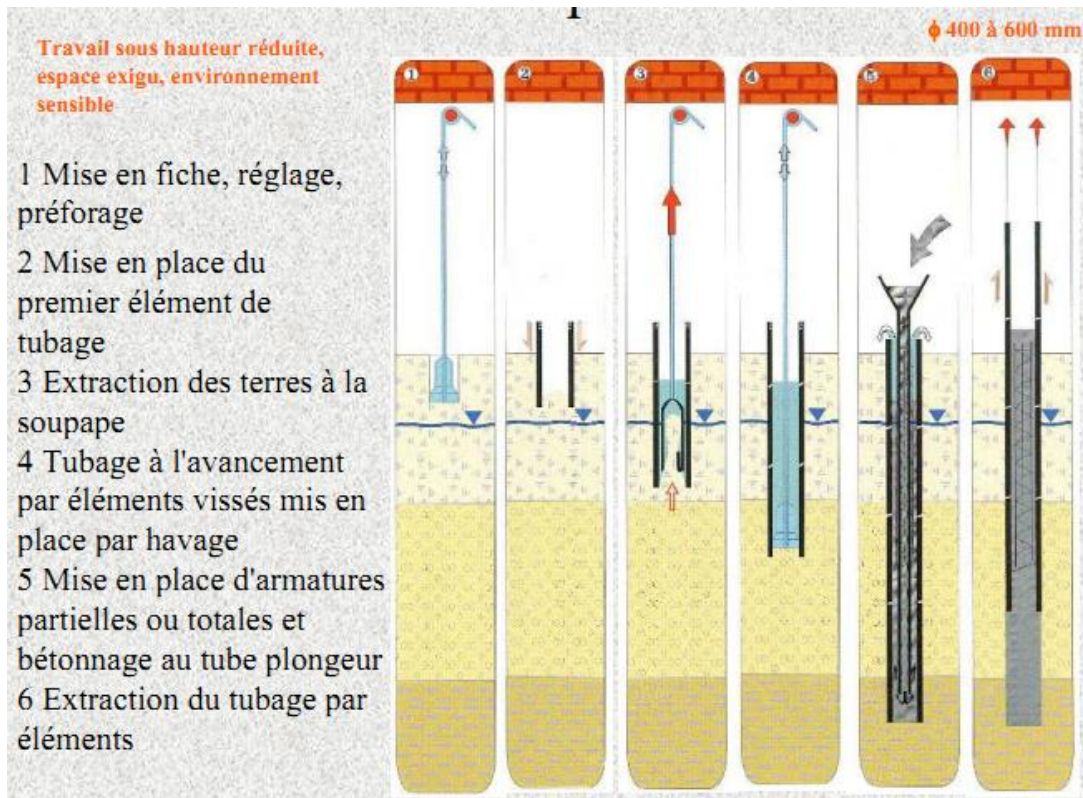
2. Pieux forés tubés vibro-foncés :



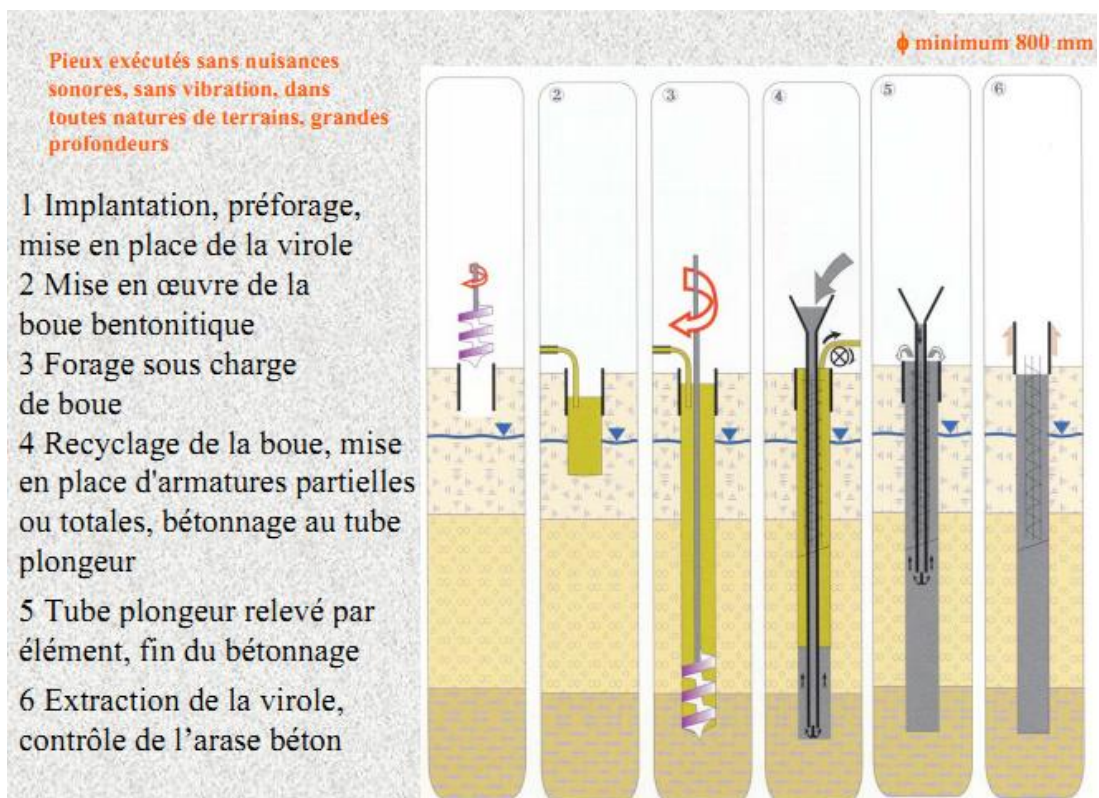
3. Pieux forés tubés louvoyés :



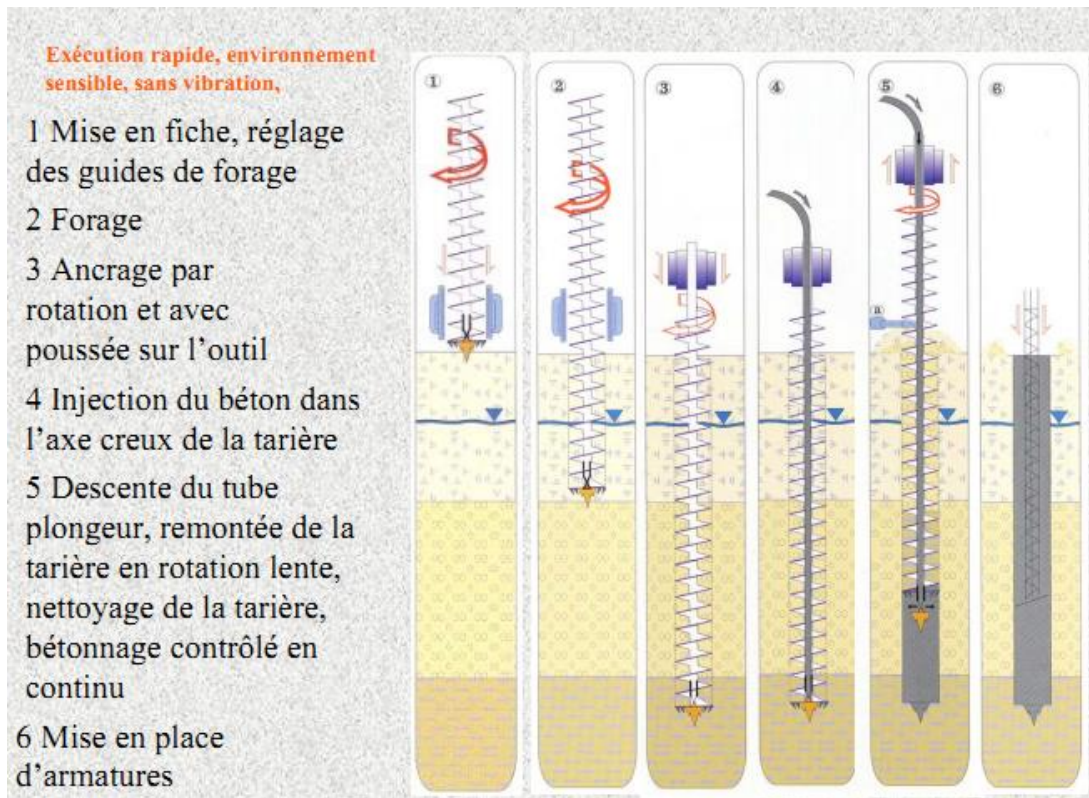
4. Pieux forés moulés de petit diamètre :



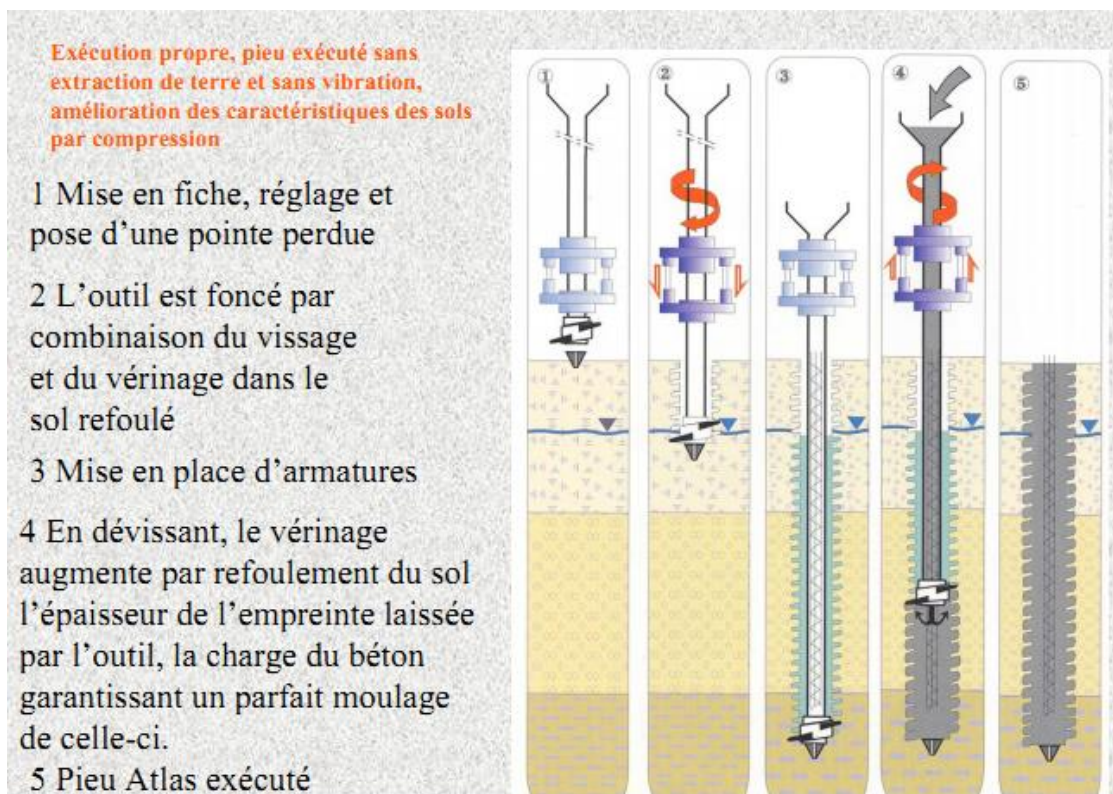
5. Pieux forés à la boue :



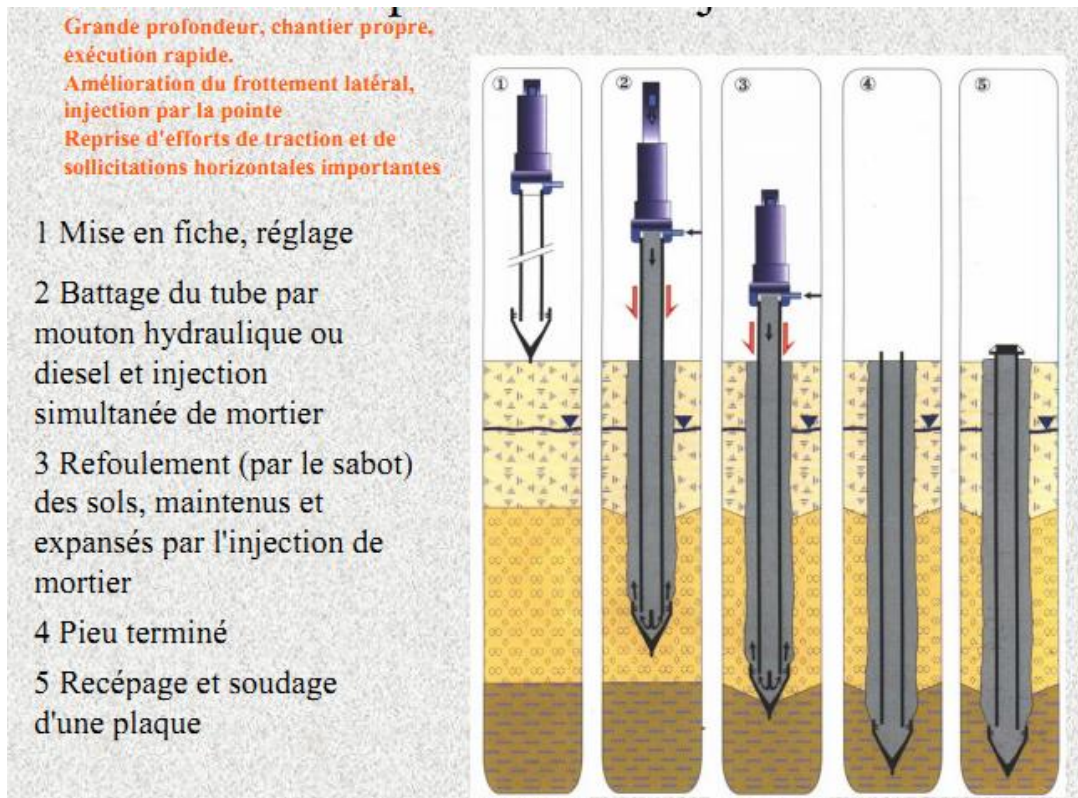
6. Pieux forés à la tarière creuse:



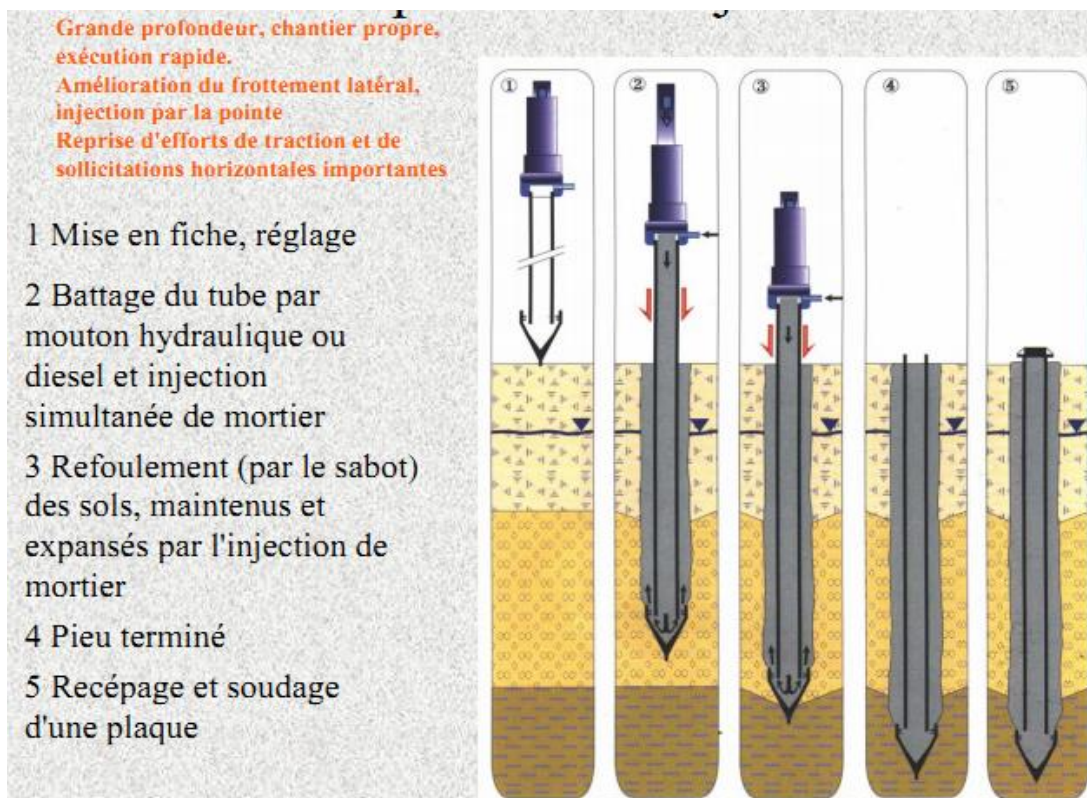
7. Pieux atlas :



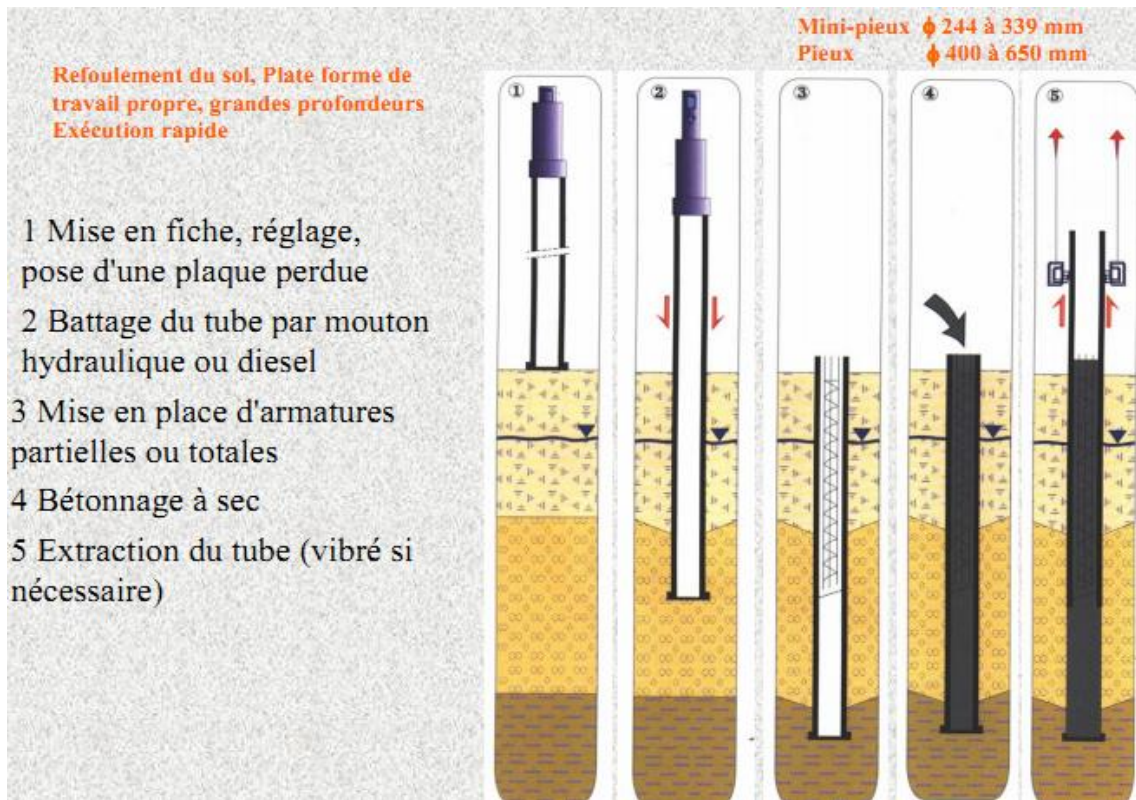
8. Pieux Franki :



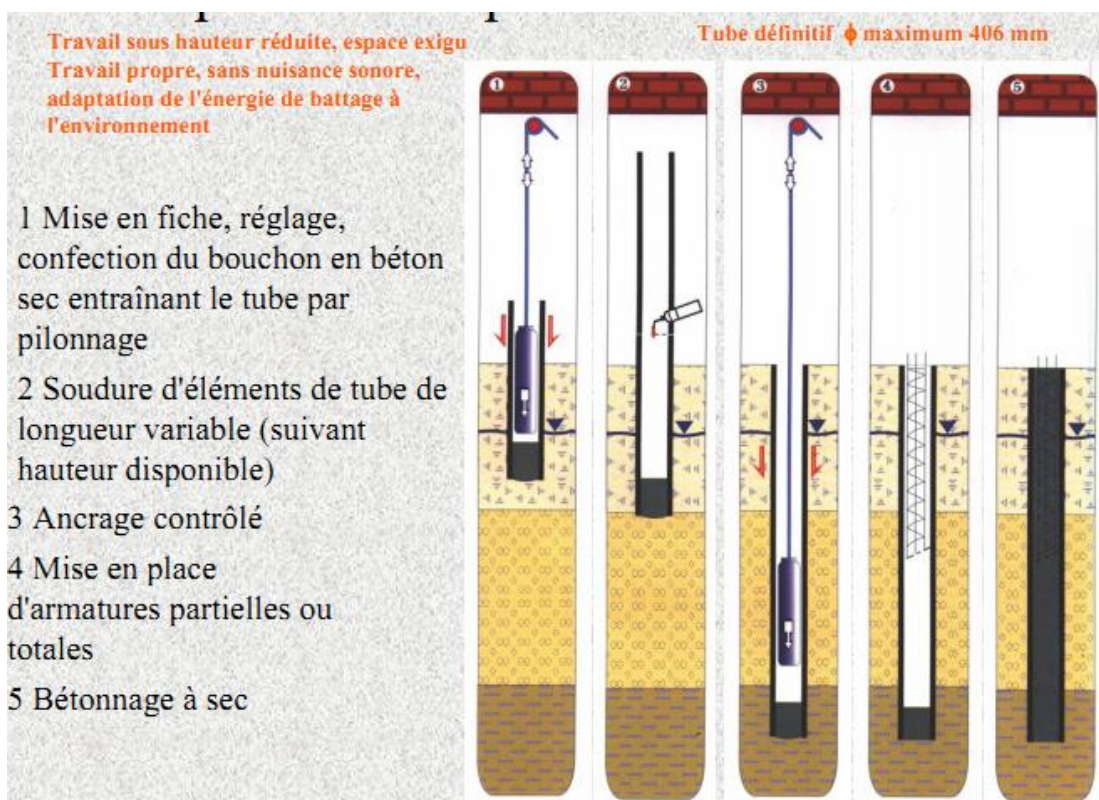
9. Pieux métalliques battus injectés :



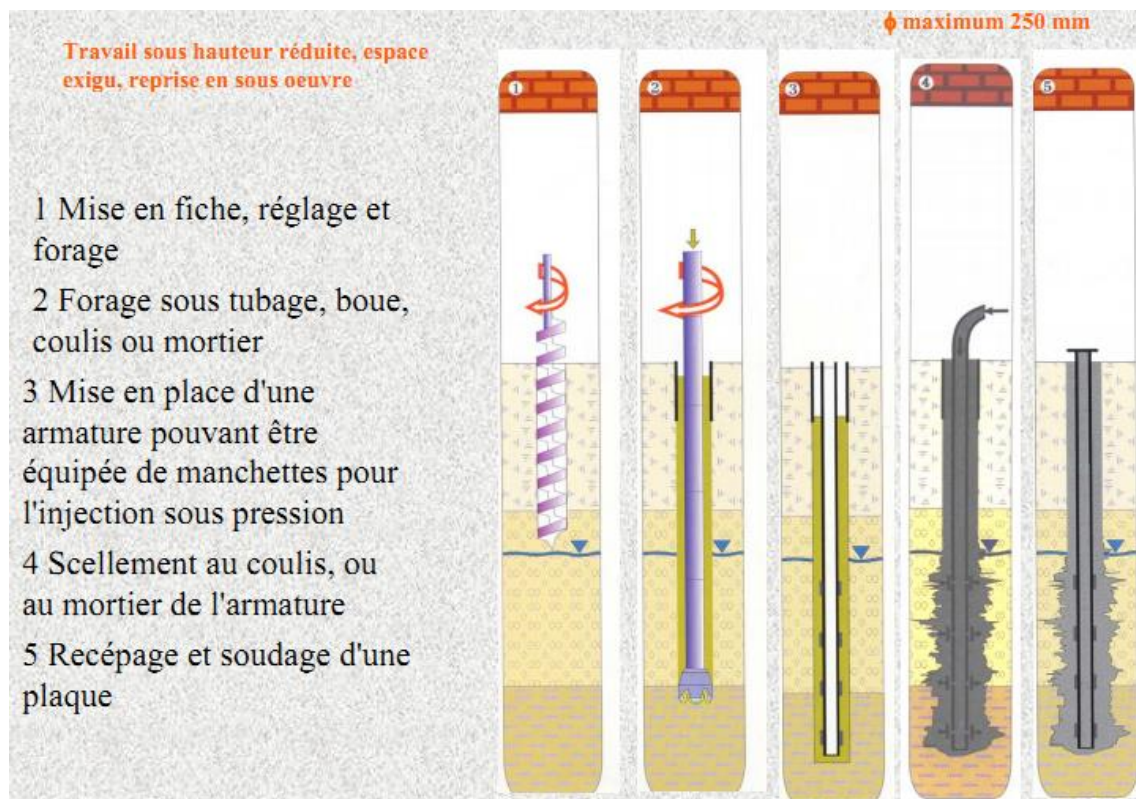
10. Pieux métalliques battus moulés dans le sol :



11. Pieux pilonnés de petit diamètre :



12. Micro pieux :



V.3.4: Le principe de fonctionnement des pieux:

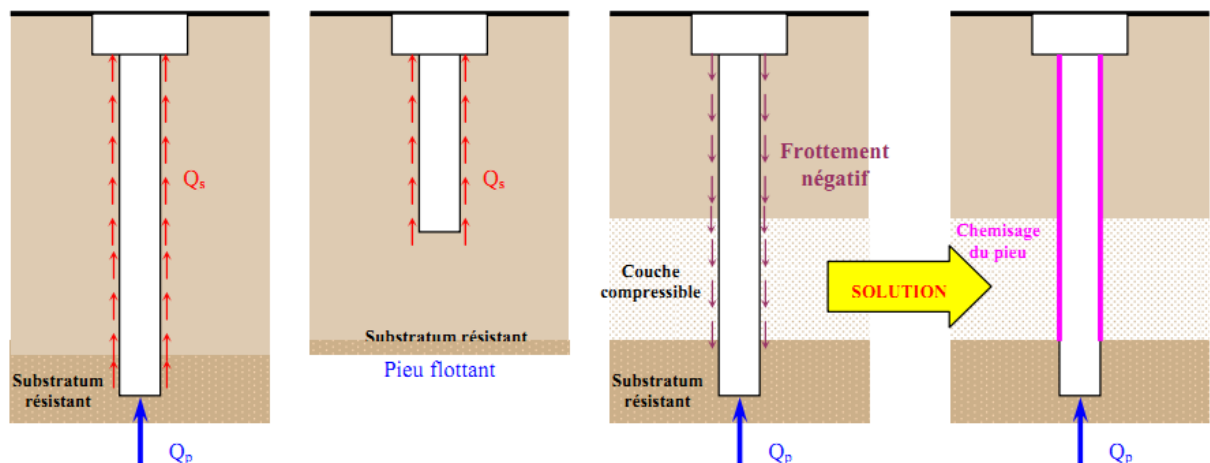
Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte:

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe Q_p)
 - Par frottement latéral entre le sol et le pieu (effort frottement latéral Q_s)
1. L'effort de pointe est proportionnel à :
 - Section de la base du pieu.
 - A la résistance de substratum.
 2. L'effort de frottement latéral est proportionnel à :
 - La surface de contact entre le pieu et le sol.
 - Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosités du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un **effort vertical ascendant** (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, **le frottement sol-pieu est négatif**. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.



Remarque : dans notre cas, par rapport à le rapport de sol, le sol présente un tassement considérable (de l'ordre de 7.32 cm) qui donne un sol non stable, donc le frottement sol-pieu est **négatif**.

V.3.5: Choix du type de pieu :

- Le choix du type de pieu est souvent en fonction des données géotechniques, des méthodes d'exécution envisagées pour la réalisation de la fondation, du coût, des habitudes locales et du comportement de la structure à fondé.

- Il est recommandé de choisir le même type des pieux pour l'ensemble de la structure. Dans notre cas, en la présence des argiles gonflantes à partir de -3 m de la profondeur ce que nous exige à choisir les **pieux forés tubé** (chemisage des pieux) pour éviter :

- Des éboulements des argiles et des eaux dans le forage.
- Le frottement sol-pieu négatif.

Dans ce cas des pieux, les frottements latéraux sont négligeables ; travaillent uniquement en pointe.

V.3.6: Choix de longueur du pieu:

La longueur des pieux dépend :

- De l'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latérale suffisant dans le cas des pieux flottants.

- De la profondeur du substratum résistant et de l'écartement prévu dans le substratum (minimum 03 fois le diamètre du pieu) dans le cas de pieu travaillant à la pointe.

Dans notre cas le pieu travaille en pointe, et la couche de substratum se trouve à 12.30m de profondeur, et pour ce la on trouve que la longueur du pieu :

$$L = 12.30 + D \text{ (en m)}$$

D : La longueur d'ancrage.

$D \geq 3 \times B$ et B : le diamètre du pieu.

V.3.7: Choix de diamètre du pieu:

Le diamètre du pieu est subordonné à l'importance des efforts horizontaux à reprendre et à l'entraxe de deux pieux voisins qui doit être d'un minimum de 03 fois le diamètre du pieu (si non tenir compte de l'influence des un sur les autres). Le choix du diamètre peut être aussi conditionné par sa longueur (problème de flambement).

Si la longueur du pieu est telle que : $D \geq 3D_0$ le pieu est considéré comme élastique.

Mais en générale les pieux forés de grand diamètre ($B \geq 0.80\text{m}$) sont réservés aux grands ouvrages, et les pieux forés de diamètre ($B \leq 0.60\text{m}$) ne sont adoptés qu'aux ouvrages à réactions d'appuis modestes.

Dans notre cas on opte pour un diamètre $B = 1\text{m}$ qui donne $L \geq 15.30\text{m}$, on opte pour $L = 15.50\text{m}$

V.3.8: Disposition en plan d'un groupe de pieux :

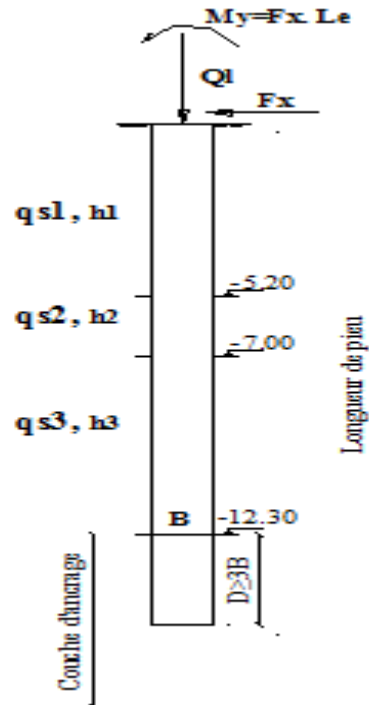
Les pieux doivent être disposés de façon:

- A permettre une répartition homogène des charges axiales entre les différents pieux.
- A permettre de centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent les sollicitations à la fondation.
- A respecter l'entraxe minimal des deux pieux qui est de 2.5 fois le diamètre du pieu.

- A respecter l'entraxe maximal qui est de 5 fois le diamètre du pieu, afin d'éviter une distance importante qui conduit à une forte épaisseur de la semelle de liaison.

V.3.9: La capacité portante un pieu :

1. Méthode de calcul :



On calcul :

- L'effort dû à la sollicitation vertical.
- Sollicitations du au sol (frottement et les poussés horizontales des terres).
- Forces sismiques.

La charge limite de rupture : $Q_L = Q_p + Q_f$

En contrainte : $q_L = q_p + q_f$

$Q_p = q_p \cdot A_p$

q_p : Résistance unitaire du sol sous la pointe.

V.3.10: Méthode de calcul de Q_L d'un pieu isolé sous charges axiales :

Plusieurs méthodes sont actuellement utilisées qui font appel soit à des essais de laboratoire, soit à des essais en places comme : pénétromètre statique, préssiomètre, STP, pénétromètre dynamique.

Pour notre cas les essais de pénétromètre dynamique sont faits sur place sur 9 points:

1. Pénétromètre dynamique :

a. La résistance dynamique de pointe R_d :

L'essai de la pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un ensemble de tiges métalliques muni d'une pointe conique à l'aide d'un mouton tombant en chute libre, pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton (N) nécessaires pour un enfoncement de 20 cm.

La formule des Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e \cdot (M + P)}$$

$$e = 20/N$$

N : le nombre de coups de mouton pour un enfoncement de 20 cm.

M : la masse du mouton. $M = 63.5$ Kg

e : Pénétration moyenne pour un coup du mouton.

A : la section de la pointe du pénétromètre dynamique. $A = 15$ cm

H : hauteur de chute du mouton $h = 50$ cm

P : poids des tiges. $P = 6.28$ Kg

Les résultats des essais au pénétromètre dynamique obtenus sont représentés par des diagrammes (pénétrogrammes) qui montrent la variation de la résistance dynamique de pointe (R_d) en fonction de la profondeur. Ces diagrammes sont donnés en annexe.

L'analyse des résultats montre que la résistance au pénétromètre dynamique (R_d) ne dépasse pas 10 bars de 0,00 à 5,50 m de profondeur, qui dépasse 50 bars à partir de 5.50 m de profondeur, et qui arrive 90 bars à 10.00 m de profondeur.

b. La charge limite Q_l d'un pieu battu :

La charge limite Q_l d'un pieu battu se déduit par homothétie de $q_d = R_d$

$$Q_l = A_p \times q_d$$

A_p : Section droite du pieu

c. La charge nominale Q_n :

La charge nominale Q_n se déduit de Q_l , on appliquant un coefficient de sécurité F_s égal à 6.

L'utilisation de q_d permet d'extrapoler à d'autres pieux d'un même site les mesures obtenues sur un pieu d'essai soumis à un chargement statique.

d. La contrainte admissible Q_{adm} de sol:

La contrainte admissible Q_{adm} est évaluée à partir de la relation de « MEYEROFF » suivante

$$Q_{adm} = R_d / F$$

R_d : La résistance dynamique moyenne

F : Le facteur réducteur $F = 25$

Sur la base de l'analyse des résultats de la reconnaissance pénétrométrique, la capacité portante des sols déterminée aux endroits des points de ces essais est :

- 0,50 Bars de 0.00 à -5.50 de la profondeur par rapport à la côte actuelle du terrain.
- 2.00 Bars au-delà de -5.50m de la profondeur par rapport à la côte actuelle du terrain.
- 3.60 Bars à -10 m de la profondeur par rapport à la côte actuelle du terrain.

Remarque importante (DTR BC.2.33.2):

Il est recommandé d'utiliser l'une des méthodes (STP, Pénétrömètre dynamique) en corrélation avec les résultats obtenus par les autres méthodes décrites précédemment (des essais de laboratoire, pénétromètre statique, préssiomètre).

Par ailleurs, ces deux types d'essais doivent être envisagés comme moyens complémentaires intéressants et peu coûteux pour :

- Repérer les différentes couches d'un site.
- Extrapoler l'identification des couches faites par sondages.
- Extrapoler les résultats obtenus à l'aide d'autres essais géotechniques, en particulier l'essai de chargement statique.
- Estimer le niveau d'arrêt des pieux battus ou des palplanches.

2. Calcul de la résistance à partir des essais de laboratoire :

La charge limite de rupture : $Q_L = Q_p + Q_f$

En contrainte : $q_L = q_p + q_f$

q_p : Résistance unitaire du sol sous la pointe

q_f : La résistance ou frottement latérale.

a) Calcul la charge de pointe Q_p :

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

q_p : la résistance unitaire de pointe.

$$A_p: \text{La section du pieu} \quad A_p = \frac{\pi \cdot B^2}{4}$$

Pour le calcul de q_p , on utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles.

$$q_{pl} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + \delta D \cdot N_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

D: élancement (l'ancrage)

B: diamètre du pieu on opte pour un **B= 100 cm**.

Comme le D est très grand devant le B, le terme de la surface sera négligé.

$$\text{Donc } q_{pl} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + \delta_d \cdot D \cdot N_q$$

C : la cohésion, dans notre cas $C=0.3 \text{ bars}=3.0 \text{ t/m}^2$

N_q et N_c : Coefficients dépendants de l'angle de frottement interne.

$$\theta = 30^\circ \rightarrow \begin{cases} N_q = 18.4 \\ N_c = 30.1 \end{cases}$$

δ_d : Densité du sol donnée dans le rapport de sol. $\delta_d = 2.08 \text{ t/m}^3$

D : L'ancrage dans le sol : $D = 3 \times \text{diamètre du pieu} = 3 \text{ m}$

$$q_{pl} = 1.3 \cdot C \cdot N_c + \delta_d D N_q = 1.3 \times 3 \times 30.1 + 2.08 \times 3 \times 18.4 = 232.21 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$A_p: \text{La section du pieu} \quad A_p = \frac{\pi \cdot B^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

Avec $B=100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$

$$Q_p = 232.21 \times 0.785 = 182.28 \text{ t}$$

b) Calcul la charge Q_f des frottements latéraux :

$$Q_f = P \sum_{i=1}^3 h_i q_{sli} = 0$$

Les sollicitations dus au frottement latéral des sols sont négligeables car il ya pas de contacte entre les pieux et le sol.

c) Calcul de charge limite Q_L :

$$\text{Donc : } Q_L = Q_P + Q_f = 182.28 + 0 = 182.28 \text{ t} = 1822.8 \text{ KN}$$

d) Calcul de la charge admissible Q_a :

La charge admissible Q_a ou nominale Q_N du pieu s'obtienne en appliquant un coefficient de sécurité de 3 sur le terme de pointe et de 2 sur le terme de frottement.

$$Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{182.28}{3} = 60.76 \text{ t}$$

e) Détermination du nombre de pieux :**1) Le cas des semelles isolés****- Semelles sous poteau :**

$$n \geq \frac{N_{pot}}{Q_a}$$

N_{pot} : L'effort normal de poteau le plus sollicité

n : Est le nombre des pieux au de sous de la semelle.

Q_a : La charge admissible du pieu

- Semelles sous voile :

$$n \geq \frac{N_{voile}}{Q_a}$$

N_{voile} : L'effort normal de voile

n : Est le nombre des pieux au de sous de la semelle.

Q_a : La charge admissible du pieu.

Remarque :

Dans ce cas, si $n \geq 2$ il faut prendre en compte l'effet de groupe de pieux C_e

$$C_e = \frac{Q_{lg}}{n \times Q_{li}}$$

Q_{lg} : Charge limite du groupe de n pieux.

Q_{li} : Charge limite d'un pieu isolé.

L'effet de groupe C_e sera calculer dans le cas de pieux travaillant essentiellement au frottement latéral.

L'effet de groupe C_e négligeable dans le cas de pieux travaillant en pointe ($C_e=1$).

2) Le cas des semelles filantes :

$$n \geq \frac{\sum N_i}{Q_a}$$

$\sum N_i$: Somme des efforts normaux de l'ensemble des poteaux et voiles au dessus de la semelle filante (on prend la plus sollicité et on opte sur le même nombre pour les autres semelles)

Q_a : Charge admissible d'un pieu isolé.

n : Est le nombre des pieux au de sous de la semelle.

3) Le cas de radier :

$$n \geq \frac{\sum N_i}{Q_a}$$

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux de bâtiment.

Q_a : Charge admissible d'un pieu isolé.

n : Est le nombre des pieux au de sous de radier.

Remarque :

Dans notre cas, vu à les résultats des essais de laboratoire vis-à-vis de teneur en eau qui est de l'ordre de 22.17% avec un degré de saturation de 87.32% entre 10.80 et 14.10 m de profondeur, et vu à les courbes des essais au pénétrömètre dynamique lourd qui atteint une profondeur de 10m **sans refus**, on opte directement pour un radier sur pieux pour éviter tout risque de tassement.

On a opté pour un diamètre de 1.00m pour les pieux et on déterminera le nombre de pieux nécessaire sous le radier en fonction de l'effort normal provenant de la structure.

Les efforts normaux les plus défavorables ont pour valeurs :

- Pour le bloc .1 : $N_1 = 3863.60t$
- Pour le bloc .2 : $N_2 = 5459.26t$

$$n \geq \frac{\sum N_i}{Q_a} = \frac{3863.60 + 5459.26}{60.76} = \frac{9322.86}{60.76} = 154 \text{ pieux}$$

Pour des raisons pratiques sur chantier on a opté pour **155** pieux
66 Pieux pour le bloc 01 et 89 pieux pour le bloc 02

3. Ferrailage des pieux :

- **Recommandations DTR-BE1.32 :**

Les pieux couramment adoptés dans les projets sont :

- ❖ Verticaux
- ❖ Calculés en flexion composée
- ❖ Ferrailés sur toute la longueur
- ❖ Les cages d'armature des pieux sont constituées par :
 - Des armatures longitudinales et transversales formées de cerces ou de spires.
 - Les armatures longitudinales sont des barres en acier à hôte adhérence, leur nombre minimal sera :
 - 6 pour les pieux de diamètre $B \leq 80\text{cm}$
 - 10 pour les pieux de diamètre $B > 80\text{cm}$
 - La section totale d'armature doit être égale :
 - Au moins à 0.5 % de la section nominale du pieu sur toute sa longueur.
 - Au plus à 3 % de la section nominale du pieu sur toute sa longueur.
 - Le diamètre minimal des barres à utiliser est de 12 mm, les diamètres les plus couramment utilisés varient de 16 à 32 mm.
 - La distance de nu à nu des barres varie entre un minimum de 10 cm et un maximum de l'ordre de 30 cm.

- Les armatures transversales constituées des cerces ou des spires sont en général en acier doux et leur diamètre minimal est de 6mm.
- Le choix du diamètre Φ_t de l'armature transversale est ou fonction de celui de l'armature longitudinale Φ_l .
 - Si : $12\text{mm} \leq \Phi_l \leq 20\text{mm}$ il faudra choisir : $6\text{mm} \leq \Phi_t \leq 10\text{mm}$.
 - Si : $\Phi_l > 20\text{mm}$ il faudra choisir : $10\text{mm} \leq \Phi_t \leq 12\text{mm}$.
- L'écartement maximal de nu à nu des armatures transversales est de 8cm en partie courante et de 10 cm en tête de pieu, sur une longueur de 2.5 diamètre du pieu.
- La longueur de recouvrement des barres longitudinales doit être égale au maximum de ($40 \Phi_l$, 80cm).
- L'assemblage des barres longitudinales est assuré par points de soudure à l'arc électrique ou par ligature.
- L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures doit être ou moins de 7 cm.
 - **Le calcul de ferrailage des pieux sous radier:**

Le ferrailage des pieux se fait par la force sismique déterminée par le calcul (F_x au F_y à la base de la structure par la combinaison $G+Q\pm E$) par le nombre des pieux.

$$F = \frac{\text{effort tranchant à la base}}{\text{nombre de pieux}}$$

On calculera $F_{(x,y)}$ pour chaque bloc indépendamment et on prendra ensuite l'effort le plus défavorable.

Bloc 01 :

$$F_x = 242.86 \text{ t}$$

$$F_y = 294.51 \text{ t}$$

On a **66** pieux sous le bloc 1, donc on aura :

$$\text{D'où } F = \frac{294.51}{66} = 4.46 \text{ t}$$

Bloc 02 :

$$F_x = 722.73 \text{ t}$$

$$F_y = 552.52 \text{ t}$$

On a **89** pieux sous le bloc 2, donc on aura :

$$\text{D'où } F = \frac{722.73}{89} = 8.12 \text{ t}$$

On calculera le ferrailage du pieu avec les efforts engendrés par le bloc 02 et on l'adoptera pour le bloc 01.

Le pieu sera ferrillé en flexion composée avec un moment dû aux forces sismiques.

$$M = F \cdot L_e$$

$$L_e : \text{longueur élastique} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot B'}}$$

Avec k : module de réaction horizontale du sol

$$k = 500 \text{ t/m}^3 \text{ (mauvais sol)}$$

$$I : \text{inertie du pieu} \quad I = \frac{\pi \cdot \Phi^4}{64}$$

$$B' = 1.5 \Phi$$

$$E = 3.2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^6 \times \pi \times 1^4}{500 \times 1.5 \times 1 \times 64}} \rightarrow L_e = 5.38 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M = F \cdot L_e = 8.12 \times 5.38 = 43.68 \text{ t.m}$$

Données du ferrailage :

$$N = 8.12 \text{ t} ; M = 43.68 \text{ t.m} ; \Phi = 1.0 \text{ m} ; \text{béton C25} ; \text{acier FeE400} ; \text{enrobage} = 7 \text{ cm}$$

Et un effort normal N qui est égal à :

$$N = \frac{\text{effort.normal.total.à.l' ELU}}{\text{nombre.de.pieux}} = \frac{5459.25t}{89} = 61.34t$$

$$A_s = 15.70 \text{ cm}^2$$

Les exigences de DTR

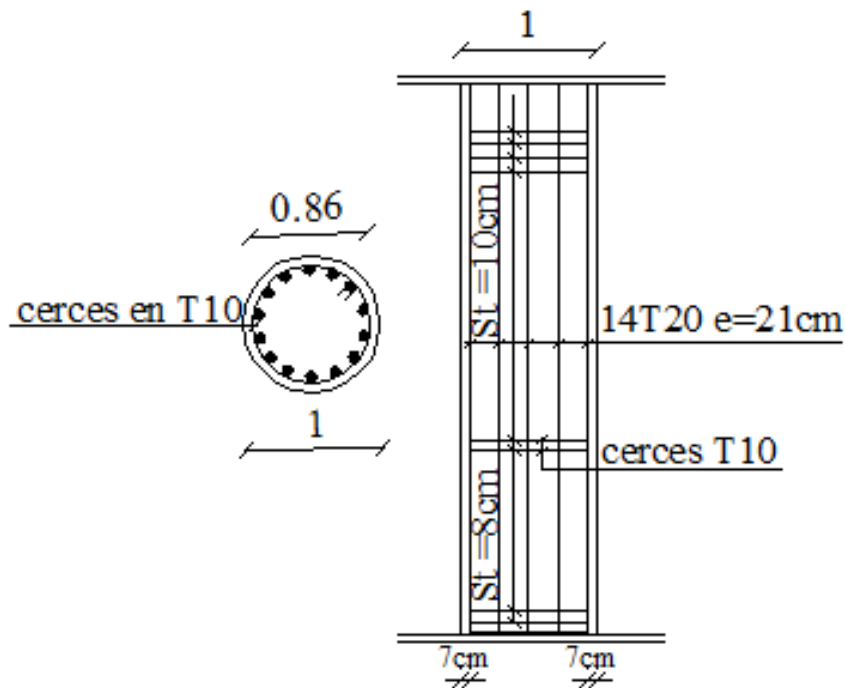
- 10 barres d'armature longitudinale
- La section minimale est 0.5% de la section du pieu = $0.5 \times 0.785 = 39.25 \text{ cm}^2$
- $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$
- $10 \text{ cm} \leq St \leq 30 \text{ cm}$

On opte pour 14 T20 : $A_s = 43.97 \text{ cm}^2$ avec St de 21cm

- **Armature transversale :**

- : $12 \text{ mm} \leq \Phi_l \leq 20 \text{ mm}$ il faudra choisir : $6 \text{ mm} \leq \Phi_t \leq 10 \text{ mm}$.
- L'écartement maximal de nu à nu des armatures transversales est de 8cm en partie courante et de 10 cm en tête de pieu, sur une longueur de 2.5 diamètre du pieu.

On opte pour des **cerces $\Phi 10$** de St =8 cm en partie courante et en 10 cm en tête de pieu



FERRAILLAGE DES PIEUX

V.4 Etude de radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé. 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 ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

V.4.1. Pré dimensionnement du radier:

a- La dalle

La dalle de radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

La hauteur minimale 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ On opte pour } h=35\text{cm}$$

L_{\max} : est la distance max entre 2 poteaux des deux blocs.

b- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{580}{10} = 58 \text{ On opte pour } h=100\text{cm}$$

La largeur de la nervure d'où

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \rightarrow b_n = 65 \text{ cm}$$

- **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MP}$

L_{max}: Distance maximale.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 1.27 \text{ m}$$

• **Condition**

forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \frac{580}{8} \leq h \leq \frac{580}{5} \quad 0,73 \leq h \leq 1.16$$

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

Résultats

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle: **h_d = 35 cm.**
- Hauteur de la nervure: **h_n = 130 cm.**
- Largeur de la nervure: **b_n = 65 cm.**

V.4.2. Détermination des efforts :

Pour le bloc 1 : S=355.51 m²

A l'ELU : N_U = 38636.0KN

A l'ELS : N_S = 28025.10KN

Pour le bloc 2 : S=543.65 m²

A l'ELU : N_U = 54592.60KN

A l'ELS : N_S = 39694.00KN

a) Détermination de la surface nécessaire du radier

Bloc 01

$\sigma_{sol} = 4 \text{ bars} = 0.5 \text{ Mpa}$ à la profondeur de 12.30 m

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{38636.0}{1,33 \times 500} = 58.10 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{rad}}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{28025.9}{500} = 56.05 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{rad} = \max(S^{ELU}; S^{ELS}) = 58.10 \text{ m}^2$.

$$S_{bat} = 355.51 \text{ m}^2 > S_{rad} = 58.10 \text{ m}^2$$

Bloc 02

$\sigma_{sol} = 4 \text{ bars} = 0.5 \text{ Mpa}$ à la profondeur de 12.30 m

$$\text{L'ELU : } S_{nrad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{54592.6}{1.33 \times 500} = 82.09 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{39694.0}{500} = 79.38 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{rad} = \max(S^{ELU}; S^{ELS}) = 82.09 \text{ m}^2$.

$$S_{bat} = 543.65 \text{ m}^2 > S_{rad} = 82.09 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour la surface du radier = surface du bâtiment plus un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{130}{2}; 30\right) \rightarrow L_{déb} \geq 65 \text{ cm}$$

On prend $L_{déb} = 70 \text{ cm}$.

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} \text{ de bat 01} = 409.18 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \text{ de bat 02} = 613.15 \text{ m}^2$$

Remarque : on va faire étudier le radier de bloc 2 (plus chargé) et on optera le même ferrailage sur le bloc 01.

b) Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids de radier :**

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

Designation	surface (m2)	h (m)	ρ (Kn/m3)	La charge (KN)
dalle de radier	613,15	0,35	25	5 365,06
Nervure	95,3485	0,95	25	2 264,53
TVO	517,8015	1,07	17	9 418,81
Dalle flottante	543,65	0,1	25	1 359,13
Total charge				18 407,52

- **Charge permanente apportée sur le radier G_T :**

$G_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) = 18407.52 + 32989.15 = 51396.67 \text{ KN.}$

- **Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T :**

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 6704.85 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 2,5 \times 613.15 = 1532.875 \text{ KN}$

Surcharge totale: $Q_T = 8237.72 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions**

A l'ELU : $N_U = 1,35G_T + 1,5 Q_T = 1,35 \times 51396.67 + 1,5 \times 8237.72 = 81742.10 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_S = G_T + Q_T = 51396.67 + 8237.72 = 59634.39 \text{ KN}$

V.4.3. Vérifications :**A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que: $\tau_u = \frac{T^{\text{max}}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

$$b=100\text{cm}; d=0.9h_d=0.9 \times 35=31.50 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{181742.10 \times 1}{613.15} \times \frac{5.80}{2} = 386.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{386.6}{1 \times 0,315} = 1227.34 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.23 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➤ **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{\text{sol}}$$

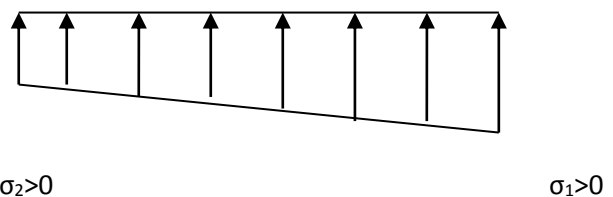


Figure V-2 : Diagramme des contraintes du sol.

➤ **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 500 \text{ KN/m}^2, \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_U = 54592.61 \text{ KN} \quad N_S = 39694.0 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 57155.24 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 3069.84 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 55442.56 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 3427.97 \text{ KN}$$

- **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

Centre de gravité d'après Auto CAD : $X_g = 15.89$ et $Y_g = 13.90$

$$I_{xx} = 22305.72 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 49314.89 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments**

$$M_x = 57155.24 + (3069.84 \times 1.30) \longrightarrow M_x = 61146.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 55442.56 + (3427.97 \times 1.30) \longrightarrow M_y = 59898.92 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal xx**

- **A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{54592.60}{613.15} + \frac{61146.03}{49314.89} \times 15.89 = 108.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{54592.6}{613.15} - \frac{61146.03}{49314.89} \times 15.89 = 69.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 108.74 + 69.33}{4} = 89.88 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 89.88 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol}^{cal} = 1.33 \times 500 = 665 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

- **A P'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{39694.0}{613.15} + \frac{61146.03}{49314.89} \times 15.89 = 84.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{39694.0}{613.15} - \frac{61146.03}{49314.89} \times 15.89 = 45.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 84.44 + 45.03}{4} = 74.59 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 74.59 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 500 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversale yy**

A ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{54592.60}{613.15} + \frac{55442.56}{22305.72} \times 15.89 = 103.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{54592.60}{613.15} - \frac{55442.56}{22305.72} \times 15.89 = 74.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 103.67 + 74.39}{4} = 96.35 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 96.35 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol}^{cal} = 665 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{39694.0}{613.15} + \frac{55442.56}{22305.72} \times 15.89 = 79.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{34175.19}{240.21} - \frac{55442.56}{22305.72} \times 15.89 = 50.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 79.38 + 50.09}{4} = 72.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 72.06 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 500 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.4. Ferrailage de radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**

- Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Le sens	ELU (KN/m2)			ULS (KN/m2)		
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
X-X	108,74	69,33	89,88	84,44	45,03	74,59
Y-Y	103,67	74,39	96,35	79,38	50,09	72,06

V.4.4.1. Ferrailage de la dalle :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

A) Ferrailage des panneaux encastés sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

✓ Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

B) Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4.55m$ $l_y = 5.8m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{5.80} = 0,78 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U _x	U _y	U _x	U _y
1	4.55	5.80	0,78	0,0565	0,595	0,0632	0,710

C) Calcul a l'ELU• **Calcul des charges**

On considère que le poids du radier est repris par le sol, nous aurons donc

$$q_u = \sigma_{um} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1.35 = 89.88 - \frac{18407.52}{613.15} \times 1.35 = 49.35$$

$$q_s = \sigma_{sm} \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 74.59 - \frac{18407.52}{613.15} = 44.57$$

a) **Evaluation des moments M_x , M_y :**

On aura donc

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0565 \times 49.35 \times 4.55^2 = \mathbf{57.72 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.595 \times 57.72 = \mathbf{34.34 \text{ KN.m}}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 57.72 = 28.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 34.34 = 17.17 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 57.72 = 17.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 34.34 = 10.30 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 57.72 = 43.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 34.34 = 25.75 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage a l'ELU

- **le sens x – x (longitudinal)**

✓ **Aux appuis**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.86 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,0198 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,0198 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{28.86 \times 10^3}{0,994 \times 32 \times 348} = 2.61 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm²/ml Avec : S_t = 25 cm

✓ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.29 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,029 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,0297 \rightarrow \beta = 0,988 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.29 \times 10^3}{0,988 \times 32 \times 348} = 3.93 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm²/ml Avec : S_t = 25 cm

- **le sens y - y (transversal)**

✓ **Aux appuis**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.17 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,0118 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,0118 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{17.17 \times 10^3}{0,994 \times 32 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7.69 cm²/ml Avec : S_t
= 25 cm

✓ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.75 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,0177 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,0177 \rightarrow \beta = 0,991 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.75 \times 10^3}{0,991 \times 32 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14** = 7.69 cm²/ml Avec : S_t = 25 cm

c) **Vérification a l'ELU**

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA}$$

$$\text{FeE400 } A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3-0,78}{2} = 3.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a opté pour la même section de ferrailage aux appuis et aux travées et sur les deux sens $A = 7.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
condition vérifiée

• **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{105; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \min\left(0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\right) = 2,5$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{49,35 \times 4,55}{2} = 112,27$$

$$\tau_u = \frac{112,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35} = 0,32 \leq 2,5$$

D) Calcul a l'ELS

a) Evaluation des moments M_x , M_y

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0632 \times 44,57 \times 4,55^2 = \mathbf{58,32 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0,710 \times 64,47 = \mathbf{41,41 \text{ KN.m}}$$

- **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 58,32 = 29,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 41,41 = 20,70 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive**

$$M_{a-x} = 0,30 \times 58,32 = 17,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,30 \times 41,41 = 12,42 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{t-x} = 0,75 \times 58,32 = 43,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times 41,41 = 31,06 \text{ KN.m}$$

b) Vérification a L'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

- **Sens X-X**
- ✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{28.86}{29.16} = 0.989 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,030 \longrightarrow \alpha = 0.0252$$

$$\alpha = 0,0252 \leq \frac{0.989-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,24 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{43.29}{43.74} = 0.989 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,0297 \longrightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 \leq \frac{0.989-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,24 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**
- ✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{17.17}{20.70} = 0,829 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,0118 \longrightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 \leq \frac{0.96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,16 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{25.75}{31.06} = 0,829 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,0177 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 \leq \frac{0.829-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,16 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

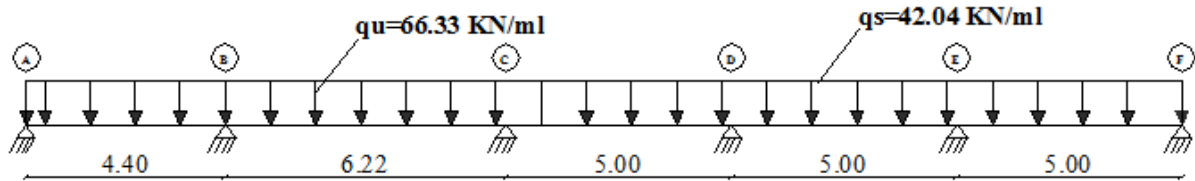
V.4.4.2. Ferrailage de la nervure :

1. Les charges revenant aux nervures

Les nervures sont dans le sens transversal :

$$q_u = \sigma_{umt} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1.35 = 96.35 - \frac{18407.52}{613.15} \times 1.35 = 66.33 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = \sigma_{smt} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 72.06 - \frac{18407.52}{613.15} = 42.04 \text{ KN/ml}$$



2. Choix de la méthode de calcul :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis et un encastrement partiel à ces deux extrémités, soumises aux charges des dalles.

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

Hypothèses :

· La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2.$$

· La fissuration est non préjudiciable.

· Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

· Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

On a:

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.40}{6.22} = 0.7 \notin [0.8, 1.25] \quad \text{Conditions non vérifiées}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, d'où le recours à la méthode des trois moments.

❖ **La méthode des trois moments:**

C'est un cas particulier de la méthode de force ; elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession des poutres isostatiques des longueurs respectives l_i et l_{i+1}

Chaque travée est étudiée indépendamment.

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

➤ **Moments en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x$$

avec : $M(x)$: moment à l'abscisse x de la travée hyperstatique.

$\mu(x)$: Moment isostatique tel que:

$$\mu(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$M(x)$: On prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire :

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

➤ **Moments ou appuis :**

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

Pour $i=1$ $8.8M_1+ 5M_2 = -21.29q$

Pour $i=2$ $4.40M_1+ 21.24M_2 +6.22M_3= -81.45q$

Pour $i=3$ $6.22M_2+ 22.44M_3 +5M_4= -91.41q$

Pour $i=4$ $5M_3+ 20M_4 +5M_5= -62.50q$

Pour $i=5$ $5M_4+ 20M_5 +5M_6= -62.50q$

Pour $i=6$ $5M_5 +10M_6= -31.25q$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -1.027q \text{ KN.m}$; $M_2 = -2.786q \text{ KN.m}$

$M_3 = -2.888q \text{ KN.m}$; $M_4 = -1.866q \text{ KN.m}$

$M_5 = -2.145q \text{ KN.m}$; $M_6 = -2.052q \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x=i \rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour $x=i+1 \rightarrow T(i+1) = -\frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Les calculs donnent les résultats suivants :

Travé	L (m)	Q (KN/ml)	Appuis	Ma (KN,m)	X (m)	Ux (KN.m)	Mmax (KN,m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
A-B	4,4	66,33	1	-68,12	1,80	155,22	39,36	119,41	-172,44
			2	-184,80					
B-C	6,22	66,33	3	-191,56	2,65	313,63	125,95	205,20	-207,37
C-D	5	66,33	4	-123,77	2,13	202,66	39,94	179,38	-152,27
D-E	5	66,33	5	-142,28	2,07	201,18	69,74	162,12	-169,53
E-F	5	66,33	5	-142,28	2,52	207,27	68,10	167,06	-164,59
			6	-136,11					

3. Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

$M_t^{\max} = 125.95 \text{ KN.m}$ avec la correction de 1/3 (augmentation) $M_t^{\max} = 167.93 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = 184.80 \text{ KN.m}$ avec la correction de 1/3 (diminution) $M_a^{\max} = 123.20 \text{ KN.m}$

$b = 0.65 \text{ m}$, $d = 1.32 \text{ m}$, $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 132 \times 2,1}{400} = 10.36 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le résumé de ferrailage de la nervure dans le tableau suivant :

	M_u^{\max} (KN.m)	μ	β	A_t [cm ²].	A_{\min} [cm ²].	A_{adp} [cm ²]	Ferrailage
Travée	167,93	0,0104	0,995	3,67	10,36	12,06	6HA16
Appuis	123,2	0,0077	0,996	2,69	10,36	12,06	6HA16

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ [mm]}$

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{130}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \{32.5; 19.2\}$$

Soit $S_t = 15 \text{ [cm]}$

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{130}{4} = 32.5 \text{ [cm]}$$

Soit $S_t = 20$ [cm]

- Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 65 = 3,9 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit $A_t = 6\text{HA } 10 = 4,71 \text{ cm}^2$ (03 cadres).

4. Vérification à l'ELU

- a) Contrainte de cisaillement :

$$T_{u\max} = 207,37 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{207,37 \times 10^3}{650 \times 1320} = 0,24 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Travé	L (m)	qs (KN/ml)	Appuis	Ma (KN,m)	X (m)	Ux (KN.m)	Mmax (KN,m)
A-B	4,4	42,04	1	-68,12	1,94	100,26	10,59
			2	-117,12			
B-C	6,22	42,04	3	-121,41	2,65	198,78	79,83
			4	-78,45			
C-D	5	42,04	5	-90,18	2,13	128,45	25,31
			6	-86,27			
D-E	5	42,04			2,07	127,51	44,20
E-F	5	42,04			2,52	131,37	43,16

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

✓ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{184,80}{121,41} = 1,52 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,01 \quad \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 \leq \frac{0,78-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{125.95}{79.83} = 1.58 \text{ Avec } \mu_u = 0,0077 \quad \alpha = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 \leq \frac{1.58-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,54 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

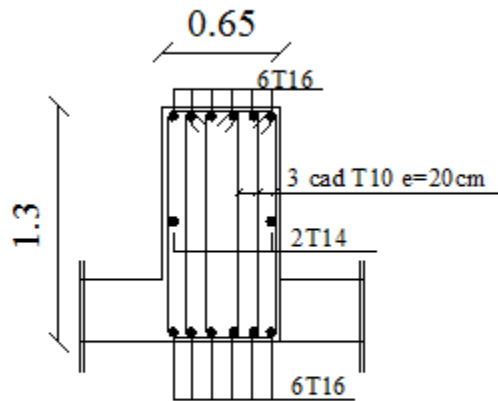
4. Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs sections sont au moins égales à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

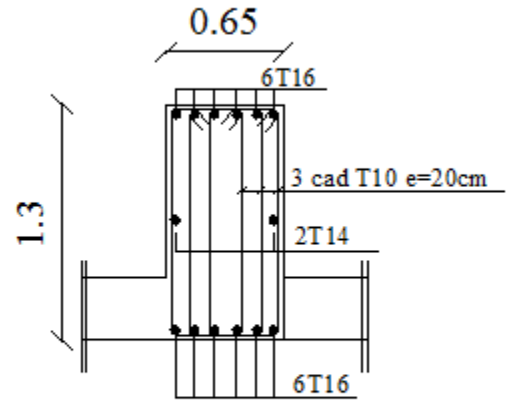
$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1.30 = 3.9[\text{cm}^2] \text{ Par paroi.}$$

$$\text{Soit: } 3\text{HA}14 = 4.62[\text{cm}^2]$$

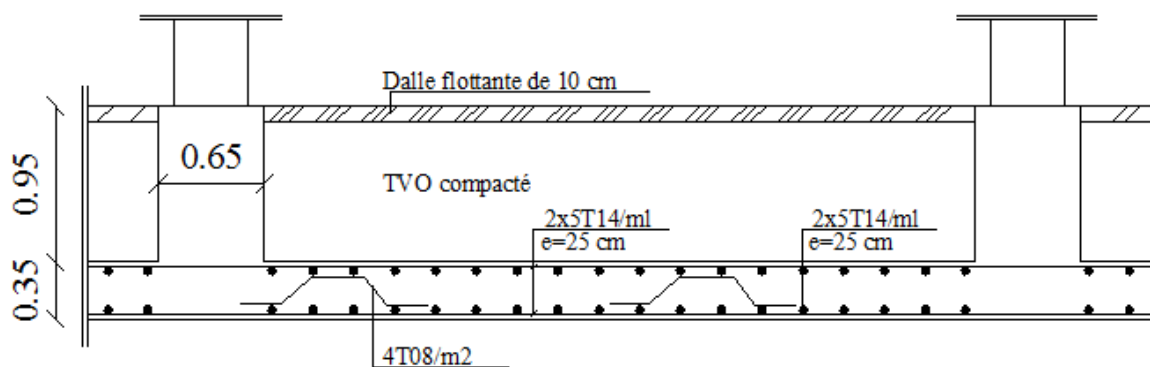
COUPE EN TRAVEE



COUPE EN APPUI



FERRAILLAGE DES NERVURES



FERRAILLAGE DALLE DU RADIER

CONCLUSION

Au terme de ce travail de mémoire de fin d'études j'ai étudié une structure en B.A (R+4 + 02 Entre -sols).

Après l'étape de calcul des éléments porteurs, il s'est avéré que la structure qui repose sur un sol de très faible capacité porteuse. D'où la nécessité d'orienter notre choix vers les fondations sur pieux.

Ceci m'a permis de réviser toute la partie des fondations profondes qui représente la partie essentielle de mon projet. Ce choix est justifié par un sol (0.5 bars sur la profondeur allant jusqu'à 5.5m et 1.85 bars au delà). Il est également à signaler que le sol est de l'argile saturée avec des tassements importants.

Le type de pieux choisi est « pieux forés tubés » sur une profondeur de 15.50m avec chemisage. Ceci nous a admis d'effectuer un calcul uniquement de la pointe des pieux. Sur la tête des pieux nous avons opté pour un radier général pour des considérations pratiques afin d'éviter les risques de tassement inhérent au site du projet.

----- BIBLIOGRAPHIE-----

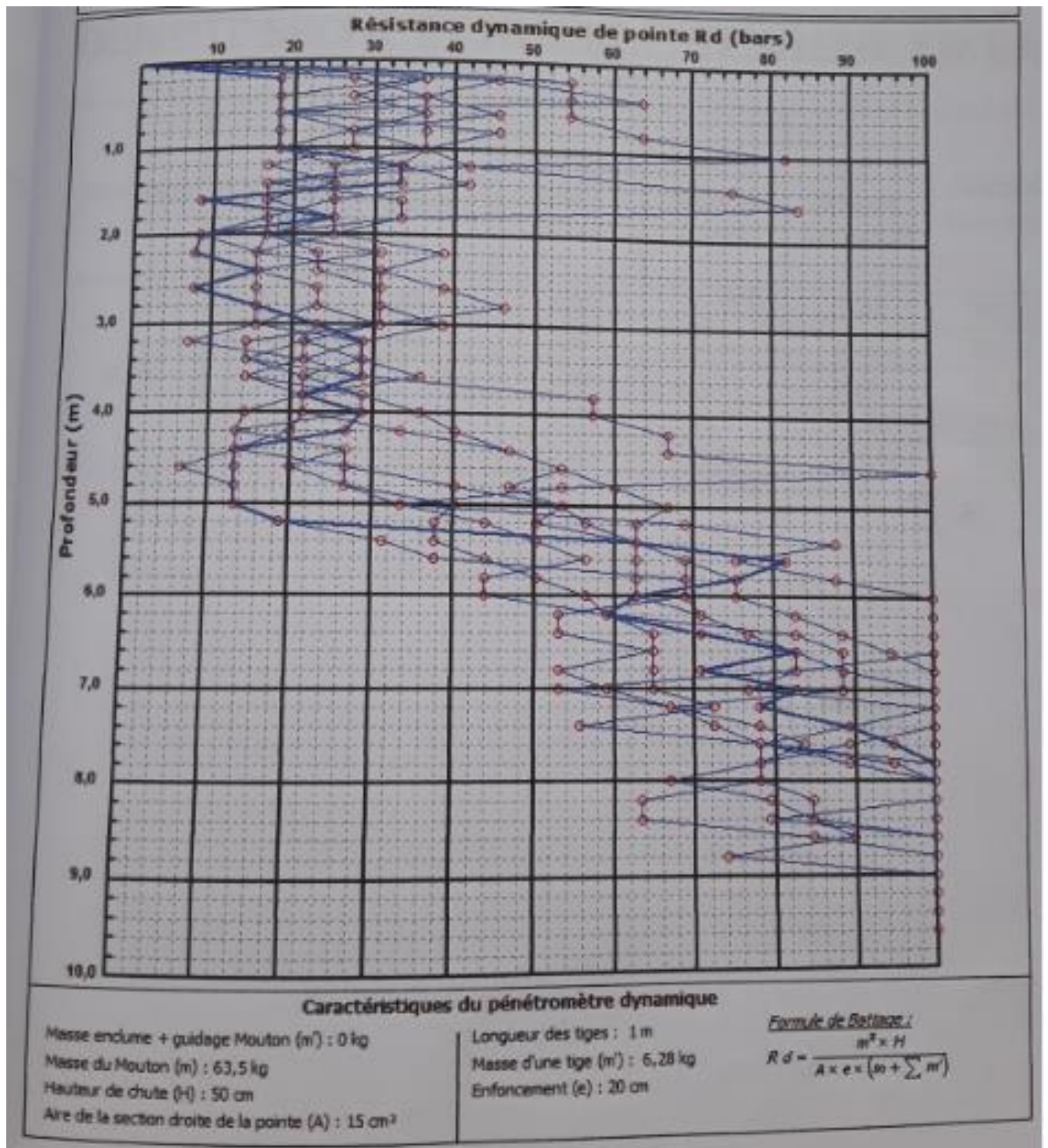
Règlements

- Règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règle de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire DTR B.C 2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- Document technique réglementaire DTR BC2.33.2(Cal_fond_profondes) : Conception.
- Document technique réglementaire DTR BE1.32 (fond_profondes) : Exécution.
- Cours_fondations-profondes-FRANKI_procedes-generaux-de-construction-2. (Princ- d'exéc des principaux types de pieux).
- POLYCOPIE BOUROKBA MRABENT Souad Amel (Cal_prat-fond).

Logiciels et programmes :

- Logiciel ETABS version 9.7.0.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Excel 2007.
- Word 2007.
- AUTOCAD 2014.

- Courbes des essais au pénétromètre dynamique lourd :



- Tableau I : Termes de portances pour fondation superficielles en fonction de l'angle de frottement :

ϕ°	Ny	Nq	Nc	ϕ°	Ny	Nq	Nc
0			5.14				
5		1	6.47	30	21.8	18.4	30.1
10	1.0	1.56	8.45	31	25.5	20.6	32.7
11	1.20	2.71	8.80	32	29.8	23.2	35.5
12	1.43	2.97	9.29	33	34.8	26.1	38.7
13	1.69	3.26	9.80	34	40.9	29.4	42.2
14	1.99	3.59	10.4	35	48.0	33.3	46.1
15	2.33	94	11.0	36	56.6	37.8	50.6
16	2.72	4.33	11.6	37	67.0	42.9	55.7
17	3.14	4.77	12.3	38	79.5	48.9	61.4
18	3.69	5.2	13.1	39	94.7	56.0	67.9
19	4.29	5.80	13.9	40	113.0	64.2	75.4
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7.73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8.97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10.4	10.7	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12.0	11.8	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13.9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16.1	14.7	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18.8	16.4	27.9				

- Tableau 6-Section rectangulaire en flexion simple, les valeurs α et β en fonction du μ .

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

- Section d'armatures en cm² des diamètres de 1 à 20 mm :

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

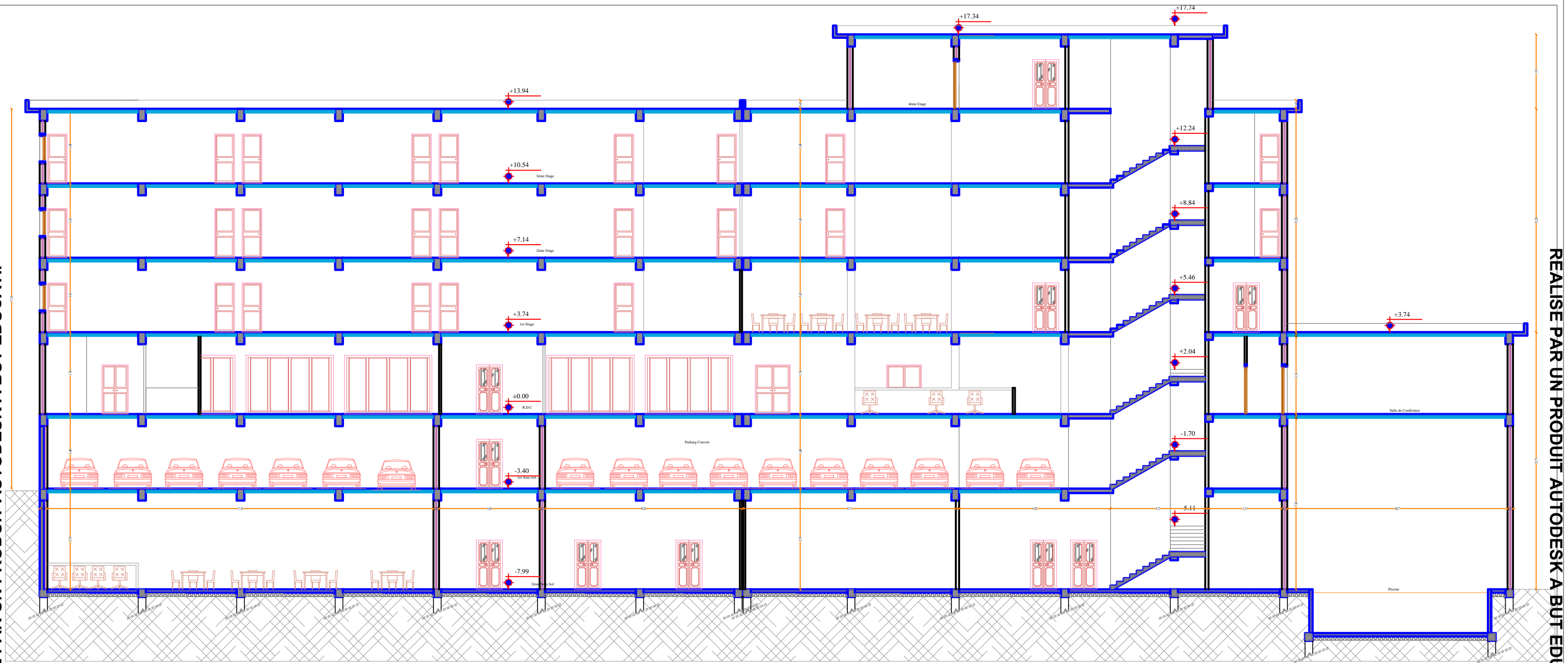
PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE DES 2 BLOCS



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE AA

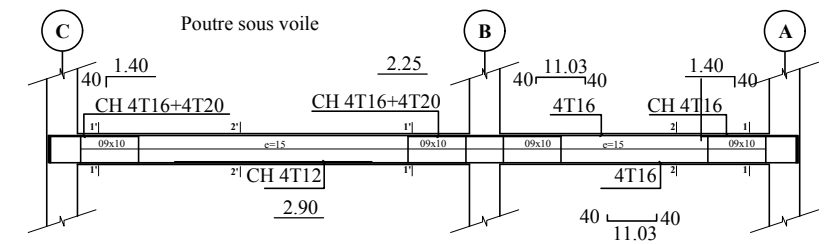
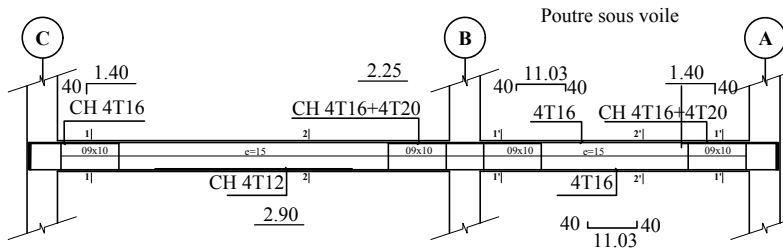
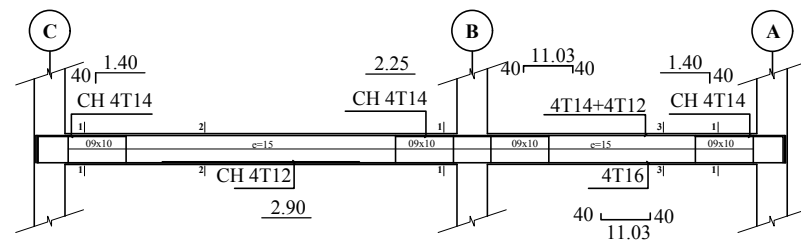
ECH : 1 / 50

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFF. FERR. POUTRE P AXE 3-4-5 et 7 BLOC 01

COFF. FERR. POUTRE P AXE 2 et 8 BLOC 01

COFF. FERR. POUTRE P AXE1 et 6 BLOC 01



COUPE 1-1

COUPE 2-2

COUPE 3-3

COUPE 1-1

COUPE 2-2

COUPE 1'-1'

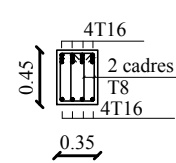
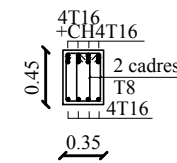
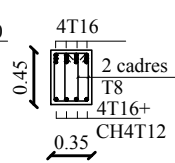
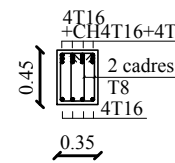
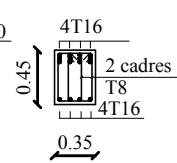
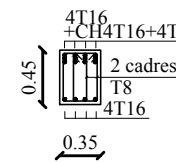
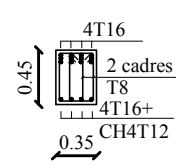
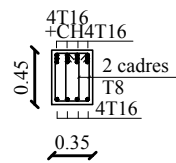
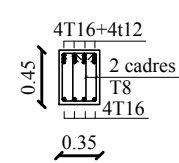
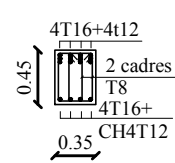
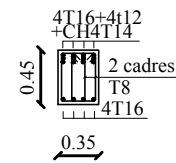
COUPE 2'-2'

COUPE 1'-1'

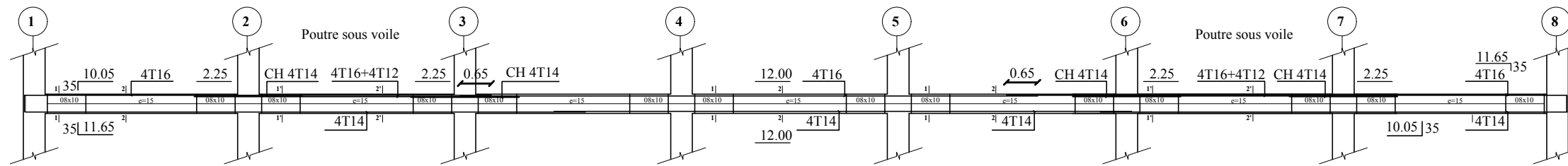
COUPE 2'-2'

COUPE 1-1

COUPE 2-2



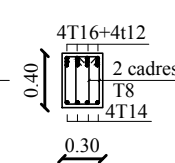
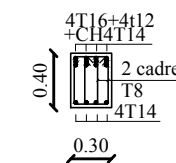
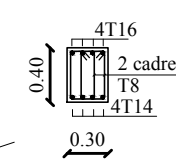
COFF. FERR. POUTRE SECONDAIRE AXE B BLOC 01



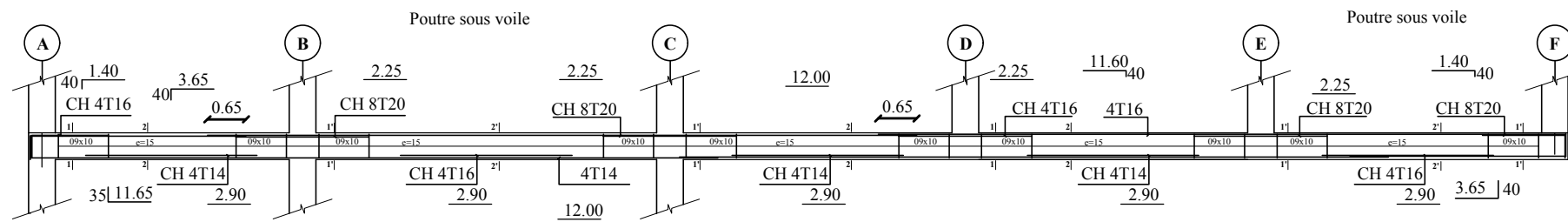
COUPE 1-1 et 2-2

COUPE 1'-1'

COUPE 2'-2'



COFF. FERR. POUTRE P AXE 3' BLOC 02

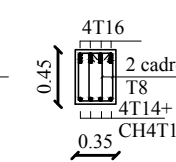
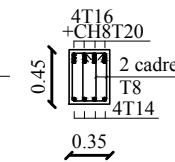
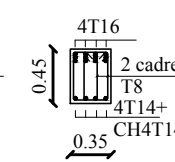
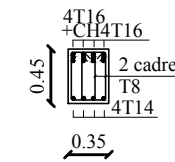


COUPE 1-1

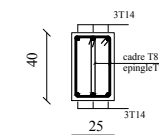
COUPE 2-2

COUPE 1'-1'

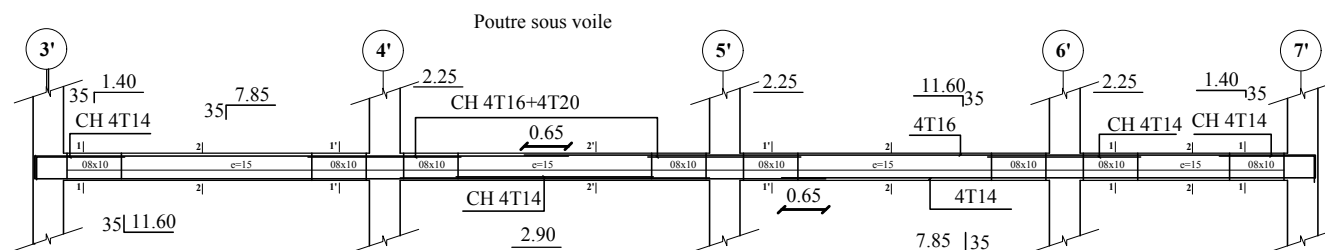
COUPE 2'-2'



COUPE 3-3



COFF. FERR. POUTRE S AXE E BLOC 02

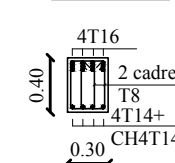
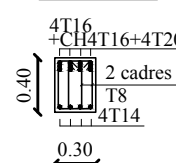
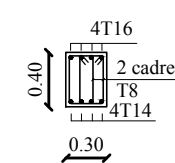
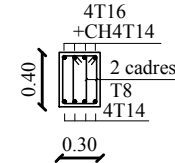


COUPE 1-1

COUPE 2-2

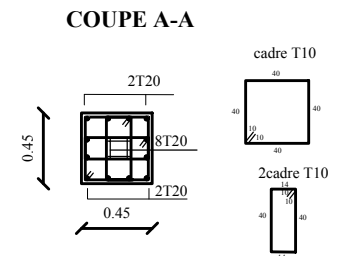
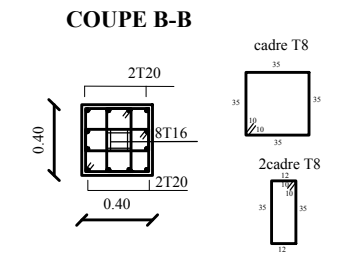
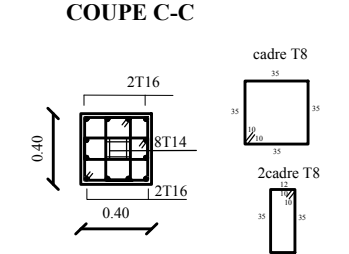
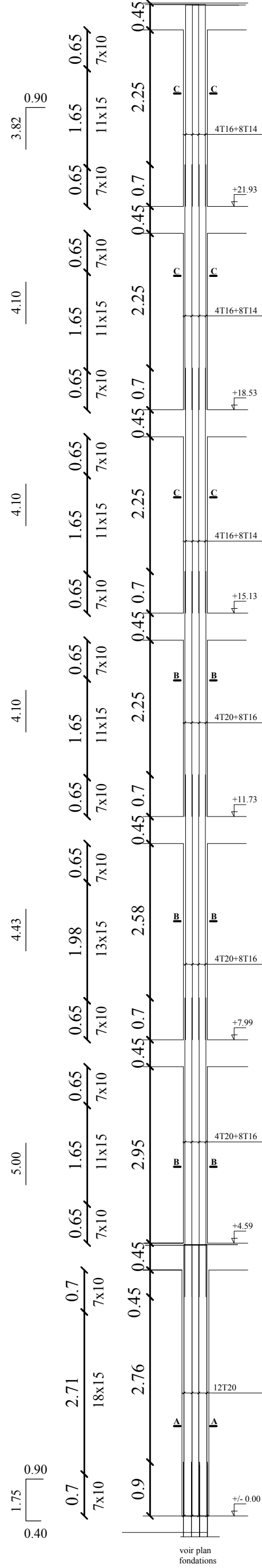
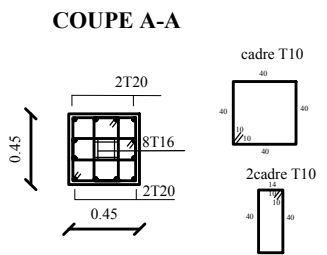
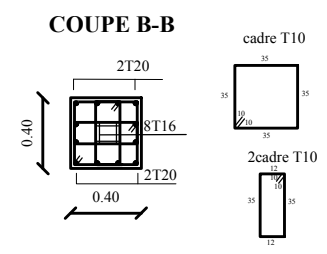
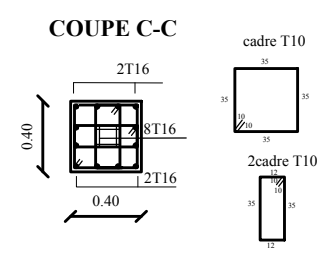
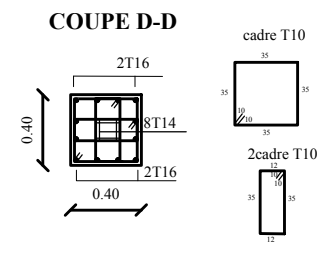
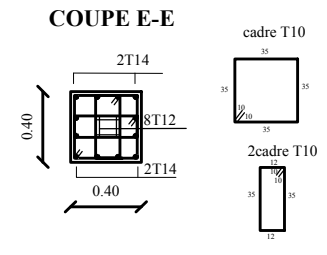
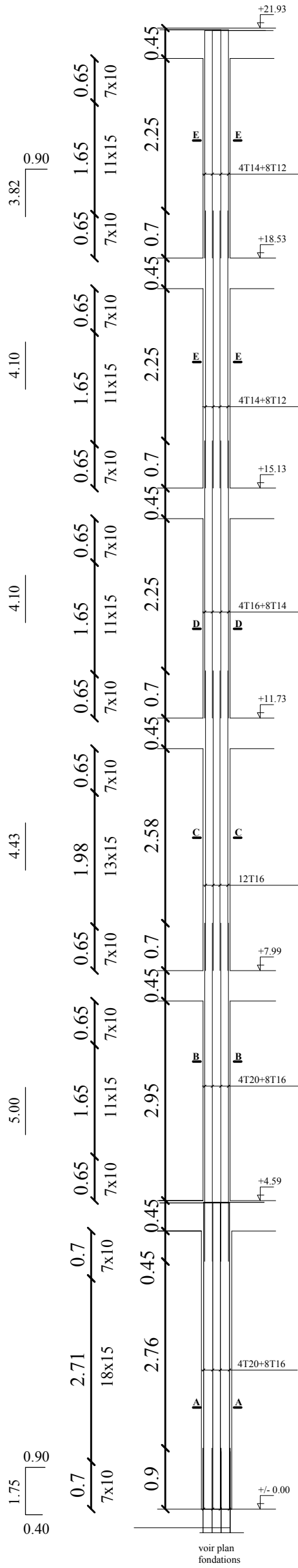
COUPE 1'-1'

COUPE 2'-2'



**FERRAILAGE
POTEAU DU BLOC 01**

**FERRAILAGE
POTEAU DU BLOC 02**



PLAN DE COFFRAGE DES PIEUX POUR LES 2 BLOCS

BLOC 01

BLOC 02

