

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

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de Fin D'Etudes

*Présenté pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en Génie civil*

Thème

Etude d'un Auditorium

Etudié Par :

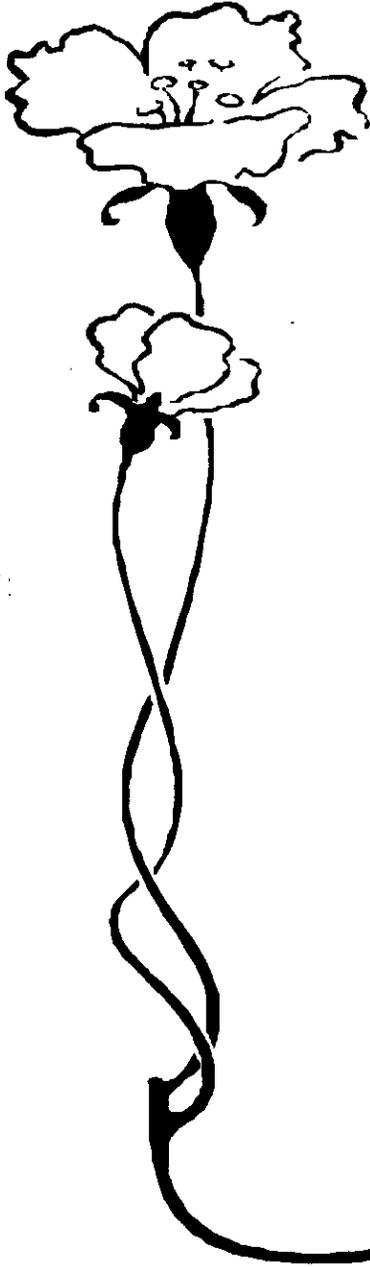
Mr DOUKHI Farouk
Mr YAHIAOUI Yassine

Encadré Par :

Mr R. BLOUD



E N P – 10 Avenue Hacène Badi – EL HARRACH - ALGER



Dédicace

*A mes parents pour leurs sacrifices
et leur soutien.*

*A mes frères et sœurs,
ainsi qu'à toute ma famille.*

A tous mes amis.

Je dédie ce travail.

Yassine



Dédicace

*Aux deux êtres qui compte le plus pour moi et dont
je suis très fier, mon défunt
père et bien aimée mère pour leur sacrifice et tous
ce qu'ils mon donné.*

*A la mémoire de mon frère et de mes grands-parents
que j'aurais souhaitésvoir présents en ce jour.*

*A mon frère et sœurs, surtout l'adorable
Fairouz ainsi qu'a toute ma famille.*

A mon quartier général.

Aux copains de la carrière et à tous mes amis.

*A tous ceux qui me sont chères et que
j'aime tendrement,
en particulierbzèf bzèf.*

Je dédie ce travail.



REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude ainsi que nos sincères remerciements à toutes les personnes qui nous ont accordé leurs précieux temps et aides qu'ont été bénéfiques pour l'aboutissement de ce travail, surtout notre promoteur **M. R. Bioud** qui nous a assisté le long de ce modeste travail.

Sans oublier de citer l'ensemble du personnel du B.E. **IBRIR**, du CETIM, du CTC de Médéa et du CTC de Hussein dey.

Nous remercions également : **Azedine, Louhab, Madjid, les deux Samir, Abderrahmane, les deux Mohamed, Toufik et Hassina.**

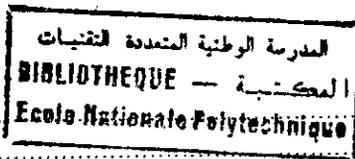
Le Pr. **S.Flici** de l'université de Médéa et **M.A.G.Moudjetna** de l'INGM pour leurs conseils avisés et encouragements.

Enfin, nous exprimons notre profond respect au corps enseignant de l'ENP, en particulier ceux du département de Génie Civil pour son courage à assumer sa noble mais difficile mission.

Sommaire

Titre	Page
Chapitre I : Introduction générale	
I.1. Introduction	001
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	002
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	002
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	003
I.3.1. Béton.....	003
I.3.2. Béton armé.....	003
I.3.3. Diagramme contrainte- déformations.....	005
I.3.4. Acier.....	006
Chapitre II : Prédimensionnement	
II.1. Introduction.....	008
II.2. Prédimensionnement.....	008
II.2.1. Prédimensionnement des poutres.....	008
II.2.2. Prédimensionnement des poteaux.....	009
II.2.3. Prédimensionnement des planchers.....	010
II.2.3.2.1. Dalle pleine.....	010
II.2.3.2.2. Gradins.....	011
II.2.3.2.3. Corps creux.....	012
II.2.4. Prédimensionnement des escaliers.....	012
II.2.4.1. Escalier droit.....	012
II.2.4.2. Escalier balancé.....	014
II.3. Evaluations des charges et des surcharges.....	014
II.3.1. Planchers.....	015
II.3.2. Gradins.....	017
II.3.3. Maçonneries.....	017
II.3.4. Escaliers.....	019
II.3.5. poteau.....	021
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1. Escaliers	028
III.1.1 Escaliers droit.....	028
III.1.2. Escaliers balancé.....	031
III.2. Balcon.....	034
III.3. Gradins.....	036
III.4. consoles	042
III.5. dalle pleine.....	048

Chapitre IV : Calcul de la toiture	
IV.1. Introduction.....	057
IV.1.1. Généralités.....	057
IV.1.2. Principaux éléments d'une charpente métallique.....	058
IV.1.3. Caractéristiques général de la toiture.....	058
IV.2. Calculs des pannes.....	058
IV.2.1. Introduction.....	058
IV.2.2. Evaluation des charges et des surcharges.....	059
IV.2.3. Evaluations des contraintes.....	062
IV.2.4. Combinaisons des charges.....	063
IV.3. La ferme principale.....	067
IV.3.1. Généralités.....	067
 Chapitre V : Etude dynamique	
V.1. Introduction.....	071
V.2. Etude dynamique.....	071
V.2.1. Spectre de réponse.....	071
V.2.2. Choix du spectre réponse.....	071
V.3. Modélisation de la structure.....	072
V.3.1. Introduction.....	072
V.3.2. Choix du modèle mathématique.....	072
V.3.3. Notion du nœud maître.....	072
 Chapitre VI : Calcul des sollicitations et ferrailage des portiques	
VI.1. Calcul des sollicitations.....	073
VI.1.1. Introduction.....	073
VI.1.2. Différentes combinaisons.....	073
VI.1.3. Les sollicitations obtenues.....	074
VI.2. Ferrailage des portiques.....	089
VI.2.1. Introduction.....	089
VI.2.2. Différents modes de sollicitations.....	089
VI.2.3. Calcul des sections d'acier longitudinales.....	093
VI.2.4. Poutres.....	093
VI.2.5. poteaux.....	100
 Chapitre VII : Etude du sol	
VII.1. Introduction.....	108
VII.2. Caractéristiques d'un bon projet.....	108
VII.3. Reconnaissance des sols.....	108
VII.4. Calcul des fondations.....	111
VII.5. Dimension de la fondation.....	114
VII.6. Calcul de la capacité portante de la fondation.....	115
VII.7. Calcul de la contrainte admissible du sol.....	115
VII.8. Conclusion.....	115
 Chapitre VIII : Calcul des fondations	
VIII.1. Calcul du radier.....	116
VIII.1.1. Généralités.....	116
VIII.1.2. Radier à plan nervuré.....	116
VIII.1.3. Radier(niveau – 8,30).....	116



VIII.2. Eléments d'infrastructure.....	124
VIII.2.1. Les longrines.....	124
VIII.2.2. Voiles périphériques.....	125

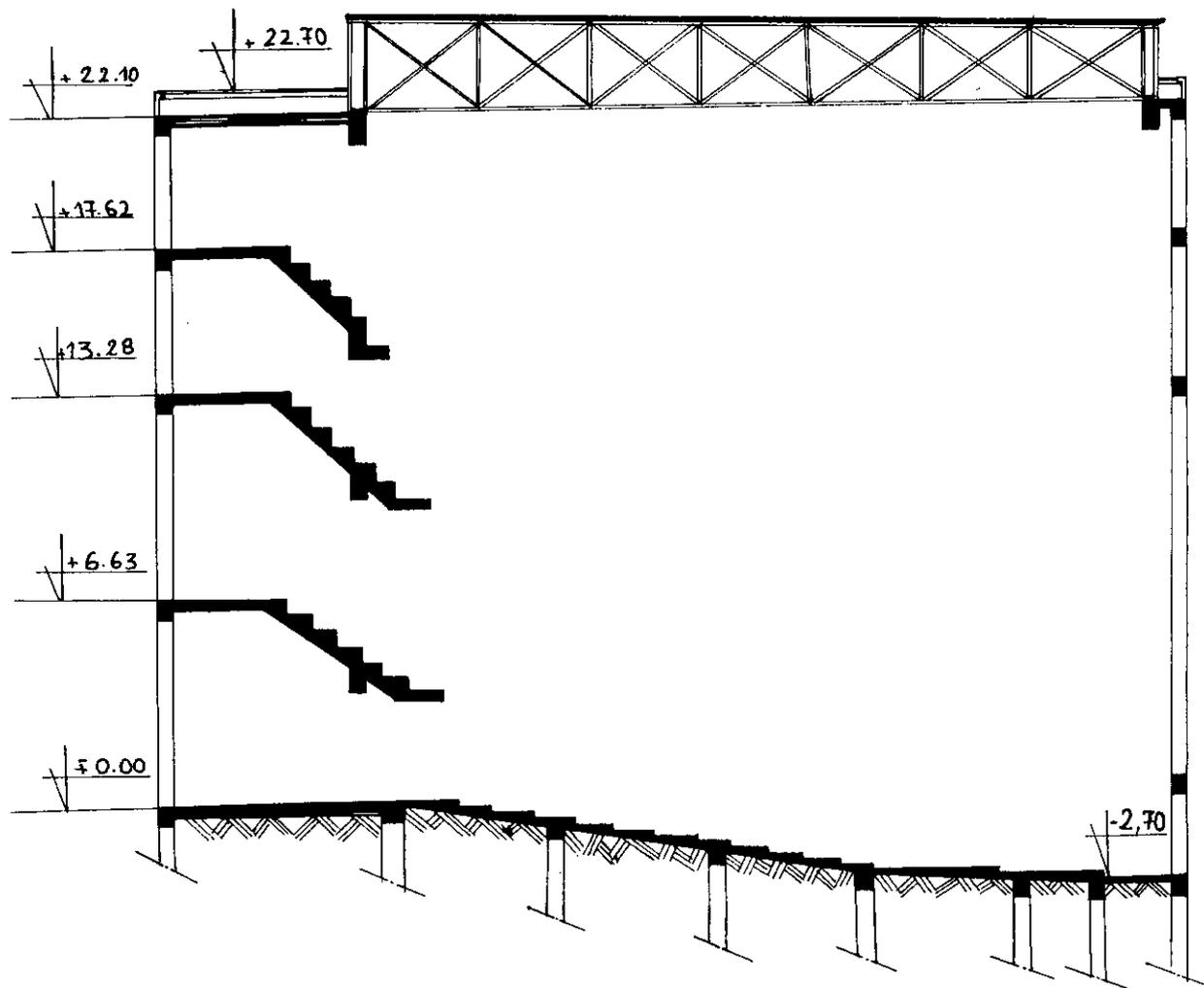
Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Coupe B-B (selon le plan de symétrie).

المركز الوطني للخدمات التقنية
BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre I : Introduction générale

I.1. Introduction :

De nos jours, l'ingénieur chargé de concevoir, construire et protéger un ouvrage, se trouve confronté à réaliser des projets soumis à des contraintes financières et de Sécurité les plus sévères. Il doit mettre en jeu deux ordres de facultés :

a) Les unes ont pour objet l'élaboration d'une œuvre rationnelle aux points de vue type, forme et des dimensions de l'ouvrage à adopter, elles font appel à la science des lois de la mécanique ou de la RDM, définissant le comportement général de la mécanique soumise à des contraintes résultant de l'application des forces extérieures.

b) Les autres ont trait à la science expérimentale relative aux matériaux. Elles doivent permettre l'estimation des comportements physiques, chimiques et mécaniques de ces matériaux, associés suivant la conception générale de l'ouvrage à réaliser.

Le présent travail est une étude complète d'une structure à usage culturel « complexe théâtral ». Vu la similitude des calculs et la contrainte de temps, on a opté pour l'étude du bloc B « bloc central » qui est d'ailleurs le plus important et présentant une variété de calculs. Notre étude sera donc menée selon les étapes suivantes :

La première comprend la présentation de l'ouvrage, la précision des caractéristiques des matériaux utilisées, la conception du système structural qui participe au contreventement du théâtre, le calcul des éléments secondaire (escaliers, consoles, gradins, dalles ...). Les diverses vérifications en vigueur (définie par la réglementation) seront prises en compte. Cette étape est l'objet des chapitres I, II, III.

La deuxième étape concerne le calcul de la toiture métallique. Cette étape fait l'objet des chapitres IV.

La troisième étape faisant l'objet du chapitre V, a pour but l'analyse dynamique, elle est basée sur l'utilisation du logiciel **Staad.III** de calcul des structures. Elle permettra l'introduction d'une modélisation idéale du phénomène physique et réel de la structure ainsi que l'application de la méthode d'analyse spectrale.

Dans la quatrième étape qui fait l'objet des chapitres VI, on déterminera les sollicitations pour pouvoir passer au ferrailage des éléments résistants (poteaux, poutres), en tenant compte des charges verticales et horizontales (séisme).

La cinquième étape consiste à exploiter l'étude de sol afin de choisir un type de fondation qui doit assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles à l'état des lieux. Ensuite on étudiera la fondation à adopter, sa conception et le calcul de son ferrailage. Cet élément de l'ouvrage lui garantira sa stabilité ainsi que la répartition des charges au sol de fondation. C'est l'objet des chapitres VII et VIII.

On terminera par une conclusion générale.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent ouvrage qui nous a été confié par le bureau d'études d'urbanisme et d'ingénierie générale (Ibrir Mohamed) de la wilaya de Médéa, porte sur l'étude d'un complexe théâtral. Il est implanté dans la wilaya de médéa qui est une zone de moyenne sismicité d'après la classification du règlement parasismique algérien (RPA88) (zone II).

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Le théâtre ayant une forme irrégulière se composant :

la partie I :

Comporte un sous-sol, un rez-de-chaussée, et trois étages courants, constitue par excellence l'enveloppe du projet, elle est composée de cafétéria, restaurant, deux buvettes, boutiques, administrations salles d'exposition, et des gradins.

La partie II :

Qui concerne notre étude, elle constitue le cœur du projet, comporte :

- Un sous-sol : comporte la salle de conférence (polyvalente) et d'autres annexes.
- Des niveaux supérieurs : comportent l'auditorium (à niveaux multiples).

□ Dimension en élévation :

- Hauteur d'étage $h=4,42$ m
- Hauteur de théâtre $h = \begin{cases} 22,10 \text{ m} & \text{sans toiture} \\ 25,60 \text{ m} & \text{avec toiture} \end{cases}$

□ Dimension en plan :

- Longueur suivant x-x = 30,9 m
- Largeur suivant y-y = 37 m

□ Forme en plan :

On a une symétrie suivant l'axe y-y.

□ L'ossature :

Le contreventement est assuré par des portiques auto stable en béton armé.

□ Plancher :

On a un plancher en dalle pleine.

□ Maçonnerie :

La maçonnerie sera exécutée en briques creuses :

- Les murs extérieurs seront conçus en doubles cloisons de 10cm d'épaisseur avec une âme d'air de 10 cm.
- Les murs intérieurs(de séparation) seront conçus en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

□ Escaliers :

La structure comporte deux types d'escaliers, un escalier droit et l'autre balancé.

□ Toiture :

Dans le bloc objet d'étude, la toiture est composée de deux parties :

- Une partie est assurée par béton armé.
- L'autre est assurée par charpente métallique.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Introduction :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul de l'ouvrage en béton armé et à toute la réglementation en vigueur en Algérie.

I.4.2. Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportion convenable, et de manière homogène : ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau.

- Facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier par moulage au froid dans un délai d'une heure environ.
- Bonne résistance aux actions climatiques et intempéries.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

Le béton utilisé sera conforme aux règlements en vigueur en Algérie.

• Composition :

Pour 1m³ de béton on a :

- 800 L de gravier..... 5/25 mm.
- 400 L de sable..... 0/5 mm.
- 350 Kg de ciment CPA 325.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.4.3. Béton armé :

Le béton armé s'obtient en coulant le béton à l'état pâteux, à l'intérieur d'un moule appelé le coffrage, le moule peut être en bois ou métallique, et dans lequel les aciers sont placés en préalable.

Les aciers ainsi enrobés dans le béton portent le nom d'armature.

- Les deux matériaux n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement.
- Le béton est basique car il contient de la chaux qui neutralise les eaux acides.
- Les deux matériaux ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence.

I.4.4. Caractéristiques mécaniques du béton :

1) Résistance à la compression :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âges, cette résistance est mesurée sur des cylindres droits d'une révolution de 200 cm² de section ($\varnothing = 16 \text{ cm}^2$), et ayant une hauteur double de leur diamètre ($h = 32 \text{ cm}$).

Pour des bétons d'un âge « j » inférieur à vingt-huit (28) jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par la formule :

$$F_{cj} = 0,685 \cdot F_{c28} \cdot \log(j+1) \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours} \quad \text{BAEL 83} \dots \dots [5]$$

Après écrasement on peut déterminer la résistance d'un béton durci à n'importe quel jour comme suit :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ Mpa (BAEL 91)}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ Mpa (BAEL 91)}$$

F_{cj} : résistance caractéristique à « j » jours.
 F_{c28} : résistance caractéristique à « 28 » jours.

2) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à « j » jours, désignée par F_{tj} , est déterminée par différents essais.

- En traction directe.
- En traction par fonçage.

La résistance à la traction du béton « F_{tj} » est déduite de celle à la compression par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj}; \text{ avec } F_{cj} \text{ et } F_{tj} \text{ en Mpa (BAEL 91)}$$

3) Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\nu = \frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à :

$$\nu = 0,2 \begin{cases} \text{pour le calcul des deformations} \\ \text{pour les justifications aux ELS (béton non fissuré)} \end{cases}$$

$$\nu = 0 \begin{cases} \text{pour le calcul des sollicitations} \\ \text{pour les cas des ELU (béton non fissuré)} \end{cases}$$

4) Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané du béton à « j » jours ; E_{ij} est pris égal :

$$E_{ij} = 11000 F_{cj}^{1/3} \quad (\text{BAEL 91})$$

- Pour des charges de longues durées d'application : $E_{vj} = 3700 F_{cj}^{1/3}$

Avec : E_{ij} , E_{vj} , F_{cj} en Mpa (BAEL 91)

5) Contraintes à l'état limite ultime ELU :

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas courant

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle

$\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 18.5 \text{ Mpa}$

et en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t < 24 \text{heurs} \\ 0,9 & \text{si } 1 \text{heur} \leq t \leq 24 \text{heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{heure} \end{cases}$$

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est donnée par la relation :

$$\tau_u = \text{Min} (0,13 F_{c28}, 5 \text{ Mpa}) \quad \text{cas normal} \quad (1)$$

$$\tau_u = \text{Min} (0,10 F_{c28}, 4 \text{ Mpa}) \quad \text{cas des fissures préjudiciables} \quad (1)$$

6) Contrainte limite à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par :

Pour notre cas $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{c28} \quad (1)$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad (1)$$

7) Diagramme contrainte-déformation ($\sigma - \varepsilon$) :

- **Diagramme parabole rectangle :**

C'est le diagramme de déformations- contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

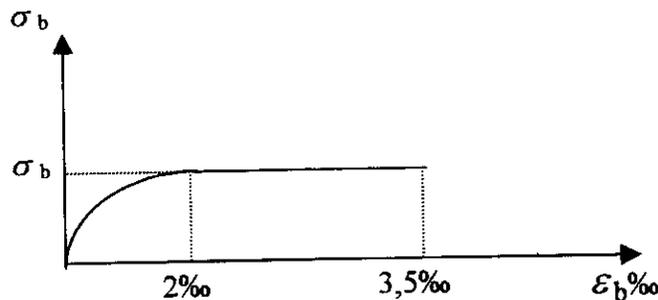


Diagramme de déformations- contraintes du béton

Avec :

σ_{bc} : contrainte de déformation du béton.

F_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression à « j » jours.

F_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

γ_b : coefficient de sécurité.

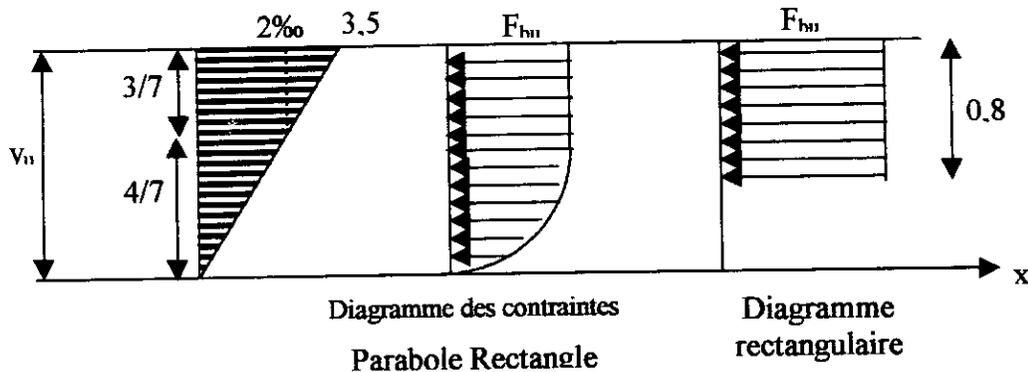
ε_{bc} : déformation de compression.

Diagramme parabole	Déformation	Contrainte de calcul σ_{bc}
Rectangle		
Parabole	$0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$	$0 \leq \sigma_{bc} \leq F_{bc}$ pour $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = F_{bc}$
Rectangle	$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$	$\sigma_{bc} = F_{bc}$

- **Diagramme rectangulaire simplifier :**

- **Cas d'emploi :**

Lorsque la section considérée est partiellement comprimée, on utilise le diagramme rectangulaire simplifié défini par la figure(1-2)



I.4.5. L'acier :

Le matériau acier est un alliage fer plus carbone en faible pourcentage, la teneur en carbone informe sur la dureté de l'acier.

A) Type d'acier :

Les différents types d'acier que nous avons utilisés sont :

- **Ronds lisses :**

Pour les aciers transversaux, ce sont des aciers naturels de nuance FeE24 caractérisés par :

- Limite élastique $f_e=23\text{Mpa}$
- Résistance à la rupture entre 410 et 490 Mpa
- Allongement maximal est limité à 2.5%

- **Barre à haute adhérence :**

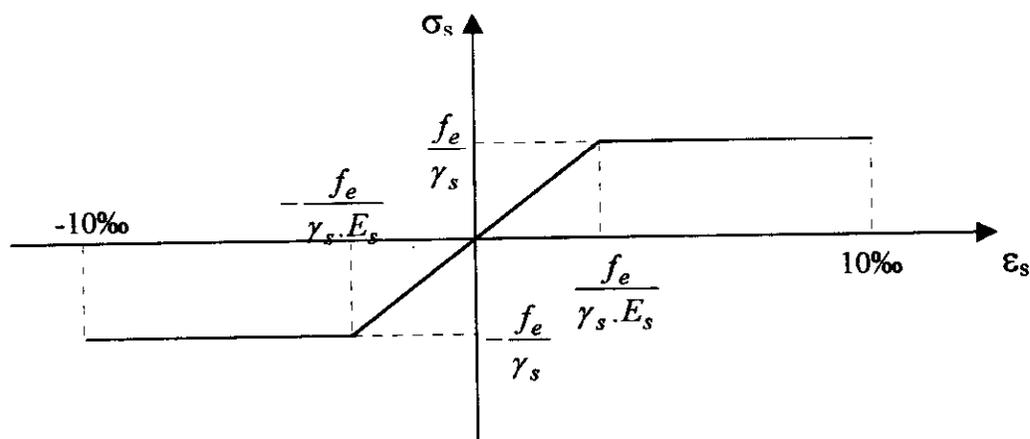
Pour les aciers longitudinaux, ce sont des aciers de type I de nuance FeE400 caractérisés par :

- Limite élastique $f_e=400\text{Mpa}$
- Résistance à la rupture : $\sigma_r = 480\text{Mpa}$
- Allongement maximal est limité à 10%

B) Contraintes :

- **Les contraintes à l'ELU :**

Le diagramme de calcul des aciers se déduit du diagramme déformation-contrainte, en effectuant une affinité parallèlement à la tangente de l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.



f_c : contrainte limite de l'acier

σ_s : contrainte de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable} & \text{(BAEL 91)} \\ 1,00 & \text{situation accidentelle} & \text{(BAEL 91)} \end{cases}$

E_s : module d'élasticité longitudinale de l'acier. Il est pris égale à 200 Mpa.

□ **Les contraintes à l'ELS :**

On a trois(3) cas :

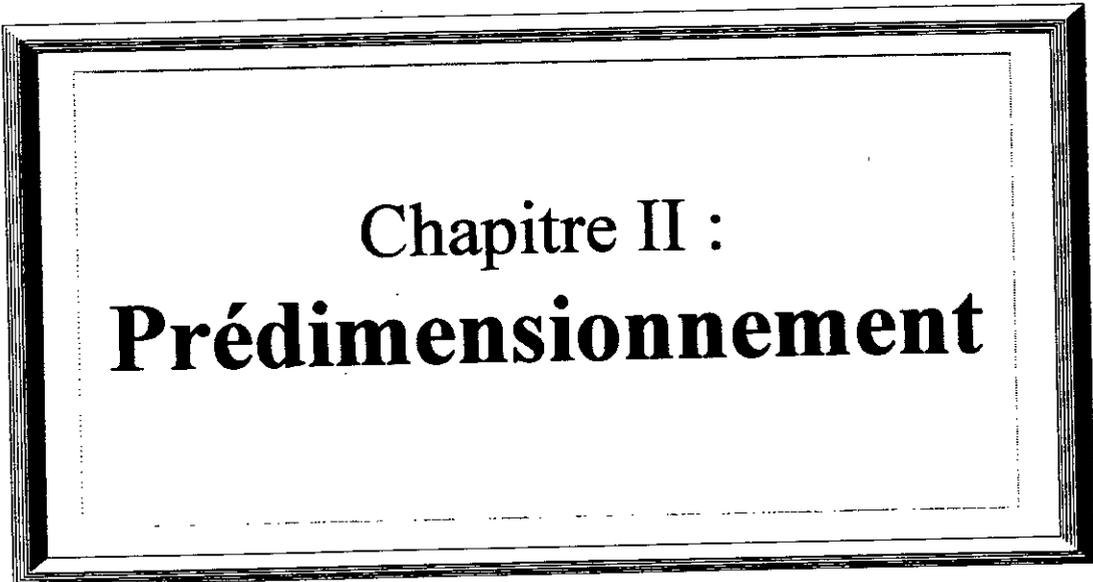
- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}})$ (BAEL 91)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (1/2 F_e ; 90 \sqrt{\eta F_{tj}})$ (BAEL 91)

Avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour rond lisse (BAEL 91)

$\eta = 1.6$ pour acier à haute adhérence (BAEL 91)



Chapitre II :
Prédimensionnement

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2.1. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments limités dans leur section (section rectangulaire ou en T), leur longueur est largement supérieure au dimension de la section, elles sont redimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche imposées par les règles CBA 93 et selon les exigences des RPA 88.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{et} \quad 0,3 \leq b \leq 0,7h \quad (4)$$

et d'après la condition de la flèche on a :

$$h \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci dessous :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 3 \end{array} \right\} \quad (3)$$

- **Poutre type 1 :**

$$L_{\max} = 6,25\text{m} \quad \text{soit} \quad h = 50\text{cm} \quad \text{et} \quad b = 30\text{cm}$$

- **Poutre type 2 :**

$$L_{\max} = 9,5\text{m} \quad \text{soit} \quad h = 70\text{cm} \quad \text{et} \quad b = 40\text{cm}$$

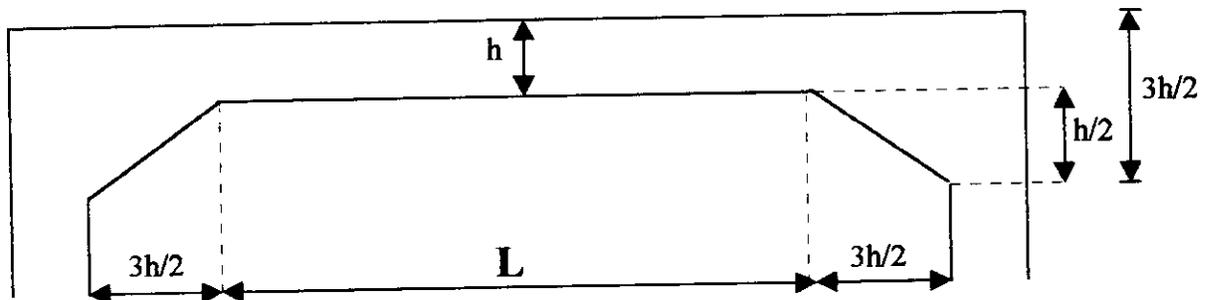
- **Poutre type 3 :**

$$L_{\max} = 4,25\text{m} \quad \text{soit} \quad h = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad b = 15\text{cm}$$

- **Poutre type 4 :**

Vu que la travée est importante, on doit prévoir des poutres avec des goussets afin d'avoir une hauteur minimale de la poutre.

- **Dimensionnement des goussets :**



Pour la poutre type 4 on a $L_{\max} = 17,5$ m

On adoptera $h=130$ cm, $b=60$ cm, $3h/2=1,95$ m

Donc $L=13,5$ m

• **Poutre type 5 :**

$L_{\max} = 16$ m soit $h=110$ cm et $b=50$ cm $3h/2=1,65$ m

Donc $L=7,9$ m

Pour les cinés types de poutre les exigences du RPA 88 sont vérifiées. De même pour la condition de flèche imposée par les règles CBA 93, elle est vérifiée .

II.2.2. Prédimensionnement des poteaux :

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge qui a pour but l'évaluation des actions des charges permanentes et d'exploitation. C'est pourquoi le prédimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

□ **Etapas de prédimensionnement :**

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenantes à ce poteau.
- Une majoration de 10% des charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportants au moins trois travées.

$$N_{\text{ultime}} \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_s} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br : section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section Réelle d'un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérique.

α : coefficient donné en fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

L'élanement λ est le rapport de longueur du flambement l_f au rayon de giration « i ».

La section réduite de béton du poteau sollicité à la compression centrée est donnée par l'inégalité suivante :

$$Br \geq \frac{N_{ultime}}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A f_e \right)}$$

$$\frac{A}{Br} = 0,1\% \text{ supposition}$$

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3$

Pour les poteaux circulaires :

- $D \geq 30$ en zone II
- $D \geq \frac{h_e}{15}$

II.2.3. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales qui servent à limiter les étages, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, ainsi que remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

1. Plancher à dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- Critères de résistance :

- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq ep \leq \frac{L}{40} \quad (8)$$

- Dalles reposant sur deux appuis :

$$\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30} \quad (8)$$

- **Sécurité contre l'incendie :**

$ep = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$ep = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

- **Conditions d'isolation acoustique :**

$ep \geq 15$ cm

- **Condition de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_x} \quad (4)$$

$$\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad (4)$$

N.B. : ep : épaisseur de la dalle

L : longueur de la dalle

Verification :

- **Critères de résistance :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5,7}{7} = 0,81 > 0,4$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens

$$\Rightarrow L = L_y = 7\text{m}$$

On adopte $ep = 16$ cm

- **Sécurité contre l'incendie :**

$ep = 11$ cm (coup de feu deux heures)

- **Conditions d'isolation acoustique :**

$ep \geq 15$ cm on prend $ep = 16$ cm

- **Condition de la flèche :**

La vérification de la flèche sera effectuée après le calcul.

2. Planchers inclinés «gradins» :

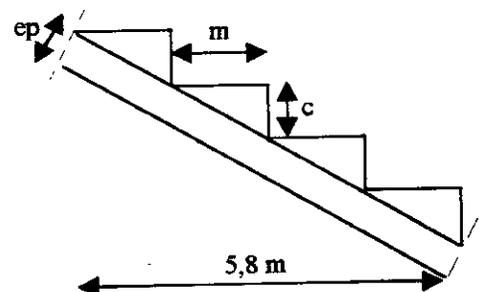
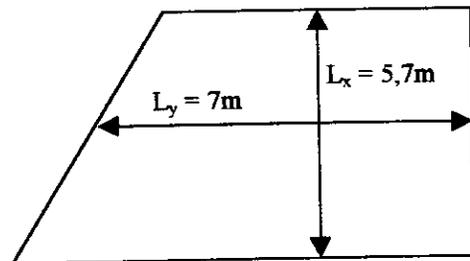
Pour le prédimensionnement de l'épaisseur des gradins, on utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq ep \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad (8)$$

on a $L = 5,8\text{m}$

On adoptera : $ep = 20$ cm

Avec une marche $m = 80\text{cm}$ et une contre marche $c = 40$ cm.



3. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles associées aux corps creux. Pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad (6)$$

Avec :

L : longueur de la poutrelle d'axe en axe.

$$L = 6,20 \text{ m}$$

On adoptera $h_t = 25 \text{ cm}$

$$\text{Tel que : } h_t = d + e \begin{cases} d = 20 \text{ cm} & (\text{hauteur de corps creux}) \\ e = 5 \text{ cm} & (\text{hauteur de la dalle de compression}) \end{cases}$$

$$\text{Donc : } h_t = (20+5) \text{ cm}$$

II.2.4. Prédimensionnement des escaliers :

Dans une construction la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par ascenseur. L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit être agréable à l'œil et fonctionnel.
- Facile à gravir sans fatigue.

Ce qui implique une conservation de la cadence du pas, d'où une régularité dans son exécution.

Cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron.

$$\text{D'où la relation de Blondel : } 59 \leq g + 2h \leq 66 \quad (8)$$

Notre ouvrage comporte deux types d'escaliers ; l'un droit et l'autre balancé.

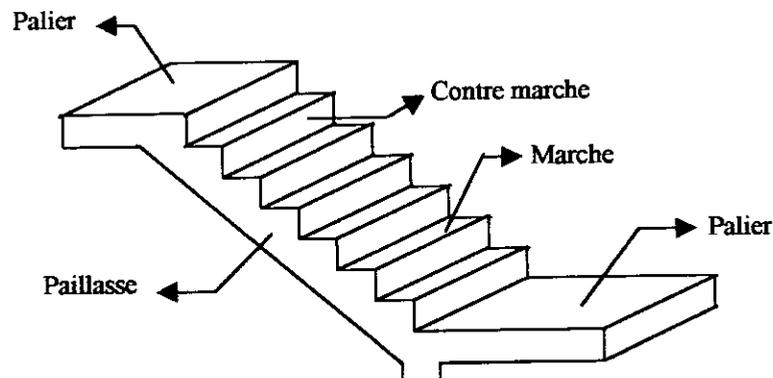


Schéma représentatif d'un escalier

1- L'escalier droit :

Nous décomposons l'escalier en 2 parties et nous étudierons chaque volée toute seule et nous adapterons le même ferrailage pour les autres volées.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule citée ci-dessus.

Avec :

h : Hauteur d'une marche

G : Largeur d'une marche

H : Hauteur à monter

n : nombre de marche

$$2h+g = m \text{ (m varie entre 59 et 66)}$$

$$n.h = H ; (n-1)g = L$$

$$m.n^2 - n(m 2H+L) + 2H = 0$$

Avec :

$$m = 64 \text{ cm, } H=2,21\text{m, } L=3,70 \text{ m}$$

Donc d'après l'équation (1) on obtient $n=13$ (13 marches par paillasse)

$$h = \frac{H}{n} = \frac{2,21}{13} = 17\text{cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{3,7}{13-1} = 30\text{cm.}$$

Résultat :

$$h = 17 \text{ cm. } \quad g = 30 \text{ cm.}$$

1- Angle d'inclinaison :

$$\text{tg}\alpha = \frac{2,21}{3,7} = 0,597 \Rightarrow \alpha = 30,85^\circ$$

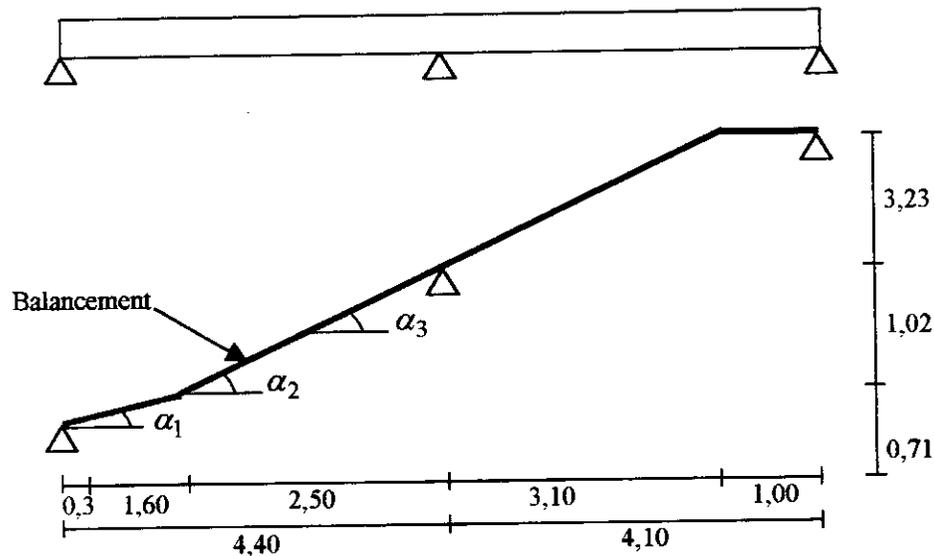
2- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L/30 \leq \text{ép} \leq L/40 \quad \text{avec } L=3,70 + 1,1 = 4,8 \text{ m.}$$

On adopte $\text{ép} = 20 \text{ cm.}$

2- L'escalier balancé :

C'est un escalier dont les marches ne sont pas perpendiculaires à la ligne de jour on utilise ce type d'escalier lorsque les dimensions de la cage sont insuffisantes pour loger un palier intermédiaire.



$$\alpha_1 = 29,53^\circ \quad , \quad \alpha_2 = 32,51^\circ \quad , \quad \alpha_3 = 30^\circ$$

On a :

$$mn^2 - n(m+24+L) + 2H = 0$$

$$m=64 \text{ cm} ; \quad H=3,23\text{m} ; \quad L=2,5 + 3,1 = 5,6\text{m}.$$

Donc d'après l'équation 1 on obtient $n=19$.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{3,23}{19} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{5,6}{18} = 30\text{cm}$$

Résultat :

$$h = 17 \text{ cm}, \quad g = 30 \text{ m}.$$

- Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

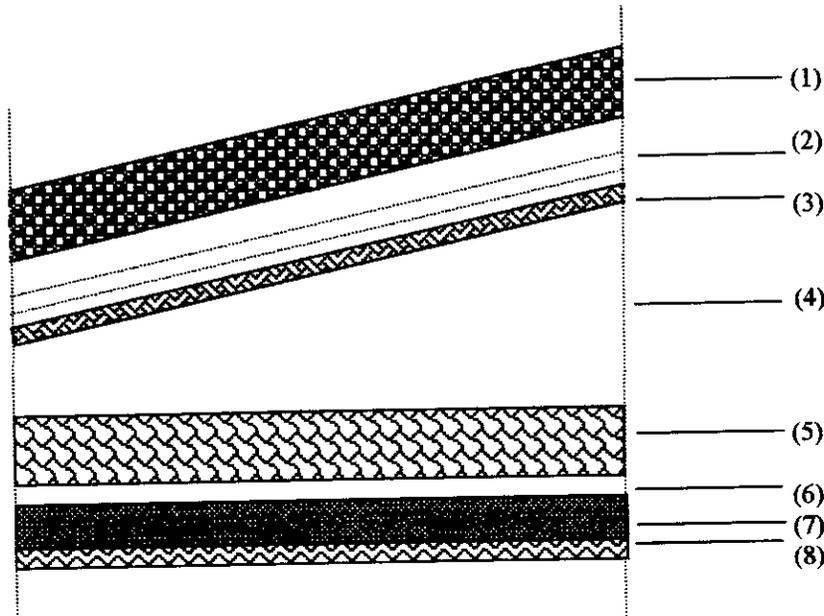
$$L/30 \leq ep \leq L/20 \quad \text{avec } L=4,4\text{m}.$$

On adopte $ep = 16 \text{ cm}$.

II.3. Evaluations des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Plancher terrasse «corps creux» :

□ Charges permanentes :



• Composition d'un plancher terrasse :

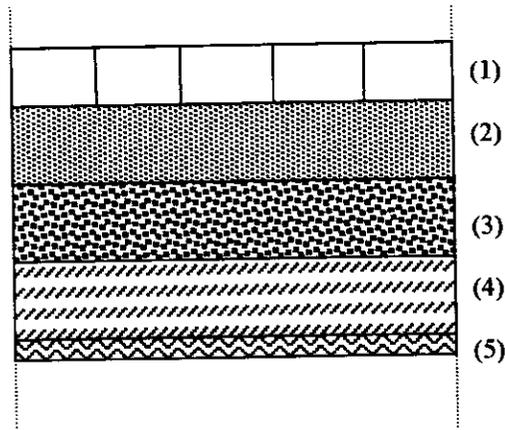
N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0,04	18,00	0,72
2	Etanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	-	22,00	2,2
5	Isolation thermique(liège)	0,04	4,00	0,16
6	Ecran par vapeur	-	-	0,02
7	Plancher corps creux	0,25	25,00	3,5
8	Enduit plâtre	0,02	10,00	0,2
Total				6,97

□ Charges d'exploitations :

Pour une terrasse non accessible sauf pour entretien, on prend : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.3.2. Plancher courant «dalle pleine» :

□ Charges permanentes :



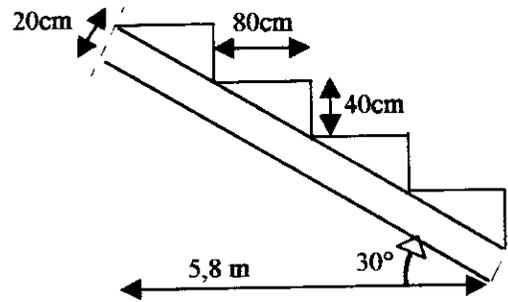
• Composition d'un plancher courant :

N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.72
4	Dalle pleine	0.16	25	4.00
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons légères	-	-	1
Totale				6.76

➤ Charges d'exploitation :

Théâtre : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

II.3.3. Gradins :



□ Charges permanentes :

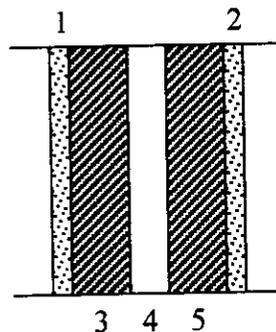
N°	Composant	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.44 KN/m ²
2	Mortier de pose	0.40 KN/m ²
3	Lit de sable	0.72 KN/m ²
4	poids propre de la marche	$\frac{25 \times 0.4}{2} = 5 \text{ KN/m}^2$
5	Poids de la paille	$\frac{25 \times 2}{\cos \alpha} = 5.77 \text{ KN/m}^2$
6	Enduit plâtre	0.2 KN/m ²
	Total	12.53 KN/m²

□ Charges d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

II.3.4. Maçonnerie «élément de remplissage » :

a) Mur extérieur «double cloison » :

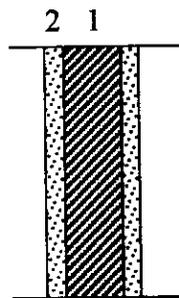
□ Charges permanentes :



N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1 & 2	Enduit de ciment	0.02x2	18	0.72
3 & 4	Brique creuse	0.1x2	—	0.18
5	Ame d'air	0.05	0	0
			Total	2.25

b- Mur intérieur « cloison simple » :

□ Charges permanentes :



N°	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.1	—	0.9
2	Enduit de ciment	0.02	18	0.72
			Total	1.62

II.3.5. L'escalier :

A) Escalier droit :

□ Charges permanentes et charges d'exploitations :

1. La paillasse :

N°	Composant	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.44
2	Mortier de pose	0.40
3	Lit de sable	0.72
4	Poids propre de la marche	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
5	Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.2}{\cos \alpha} = 5.82$
6	Enduit plâtre	0.2
7	Garde corps métallique	1
Total		P₁ = 10,70

□ Charges d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

2. Le palier :

N°	Composant	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.44
2	Mortier de pose	0.40
3	Lit de sable	0.72
4	Poids propre du palier	$0,2 \cdot 25 = 5$
5	Enduit plâtre	0.2
Total		P₂ = 6,76

□ Charges d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

B) Escalier balancé :**1. La paillasse :**

N°	Composant	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre de paillasse (25x0,16 / Cosα)	4/Cosα
2	Poids propre de la marche (25 x 0,17 / 2)	2,12
3	Carrelage	0,44
4	Mortier de pose	0,40
5	Lit de sable	0,72
6	Enduit plâtre	0,2
7	Garde corps métallique	1

Donc :

$$P_1 \text{ paillasse (pour } \alpha_1 = 29^\circ 53') = 9,48 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 \text{ paillasse (pour } \alpha_2 = 32^\circ 51') = 9,62 \text{ KN/m}^2$$

$$P_3 \text{ paillasse (pour } \alpha_3 = 30^\circ) = 9,50 \text{ KN/m}^2$$

- Charge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

2. Palier :

N°	Composant	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Poids propre de paillasse (25x0,16)	4
2	Carrelage	0,44
3	Mortier de pose	0,40
4	Lit de sable	0,72
5	Enduit plâtre	0,2

$$P_4 \text{ palier} = 5,76 \text{ KN/m}^2.$$

- Charge d'exploitation : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

II.3.6. Prédimensionnement des poteaux :

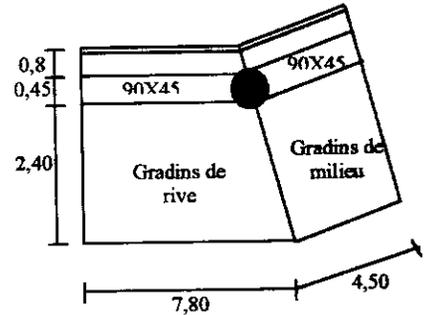
Descentes des charges

A- 1^{ère} Descente de charge : Poteau circulaire (D = 90 cm)

□ charges permanentes :

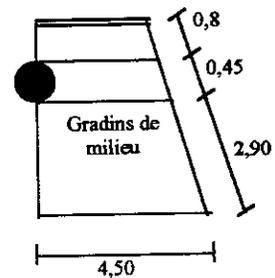
Niveau 13,26 m :

$P_G(22,10)$	1916,15 KN
Gradins de rive	$12,53 \cdot 22,62 = 283,42$ KN
Gradins de milieu	$12,53 \cdot 13,05 = 163,5$ KN
Poutre (90 x 45)	$25 \cdot 0,405 \cdot 12,3 = 124,5$ KN
Gousset	3,42 KN
Console	$7,76 \cdot 0,8 \cdot 12,3 = 76,35$ KN
Garde corps	$1,62 \cdot 12,3 \cdot 1 = 19,93$ KN
Poids de poteau	$25 \cdot 0,64 \cdot 2,21 = 35,36$ KN
$P_G(13,26)$	2622,63 KN



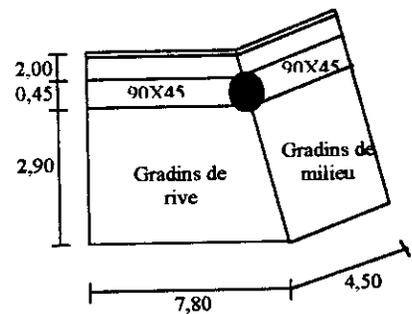
Niveau 11,05 m :

$P_G(13,26)$	2622,63 KN
Gradins	$12,53 \cdot 13,05 = 163,5$ KN
Poutre (90 x 45)	$25 \cdot 0,405 \cdot 4,5 = 45,56$ KN
Console	$7,76 \cdot 0,8 \cdot 4,5 = 27,94$ KN
Poutre	$25 \cdot 0,64 \cdot 6,63 = 106,08$ KN
$P_G(11,05)$	2973 KN



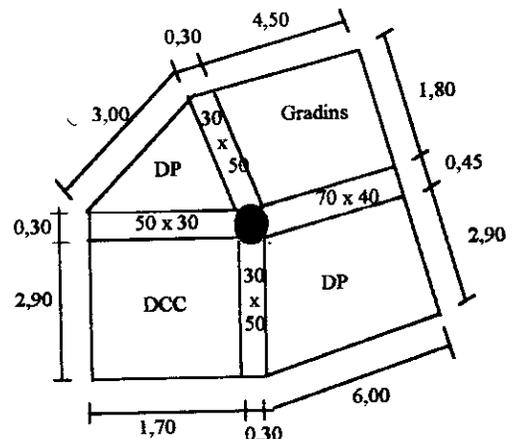
Niveau 4,42 m :

$P_G(11,05)$	2973 KN
Gradins de rive	$12,53 \cdot 22,62 = 283,42$ KN
Gradins de milieu	$12,53 \cdot 13,05 = 163,5$ KN
Poutre (90 x 45)	$25 \cdot 0,405 \cdot 12,3 = 124,5$ KN
Gousset	3,42 KN
Console poteau	$1,62 \cdot 1,23 \cdot 1 = 19,93$ KN
Poteau	$25 \cdot 0,64 \cdot 4,42 = 70,72$ KN
$P_G(4,42)$	3829,39 KN



Niveau 0,00 m :

$P_G(4,42)$	3829,39 KN
Dalle c. creux	$5,51 \cdot 4,93 = 27,16$ KN
Dalle pleine	$6,76 \cdot 19,95 = 134,86$ KN
Gradins	$12,53 \cdot 8,1 = 101,5$ KN
Poutre (50x30)	$25 \cdot 0,15 \cdot 6,4 = 24$ KN
Poutre (70x40)	$25 \cdot 0,28 \cdot 4,5 = 31,5$ KN
Poteau	$25 \cdot 0,64 \cdot 3,60 = 57,6$ KN
$P_G(0,00)$	4220,07 KN



□ **Charge d'exploitation:**

$$P_Q(22,10) = 1 \cdot 171,5 = 171,5 \text{ KN}$$

$$P_Q(13,26) = 4,61 \cdot 32,37 + 5,66 \cdot 18,67 = 254,89 \text{ KN}$$

$$P_Q(11,05) = 5,66 \cdot 18,68 = 105,73 \text{ KN}$$

$$P_Q(4,42) = 4,61 \cdot 41,73 + 5,66 \cdot 24,07 = 328,64 \text{ KN}$$

$$P_Q(0,00) = 4 \cdot 35,9 = 143,62 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1004,38 \text{ KN}$$

On a:

$$P_G = 4220,07 \text{ KN} \quad ; \quad P_Q = 104,35 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ultime}} = 1,35 P_G + 1,5 P_Q = 7203,66 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ultime}} = P_u + 10\% P_u = 7924,03 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{D}{4} \quad (i = 22,5 \text{ cm} \quad , \quad l_f = l_0 = 3,60 \text{ m})$$

$$\text{Donc } \lambda = 16 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,816$$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\text{Donc } \alpha = \frac{\alpha}{1,1} = 0,742$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A f_e}{B_r \gamma_s} \right]} \quad \text{avec :} \quad \frac{A}{B_r} = 1\%$$

$$\Rightarrow B_r \geq 4854,9 \text{ cm}^2$$

Le choix :

Pour la section circulaire on choisit : $D = 90 \text{ cm}$

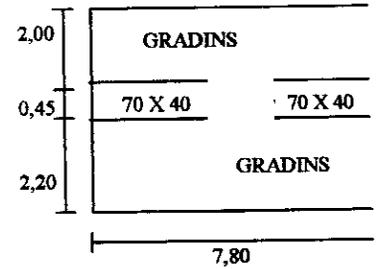
Vérification :

$$D = 90 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad D_r = 88 \text{ cm}$$

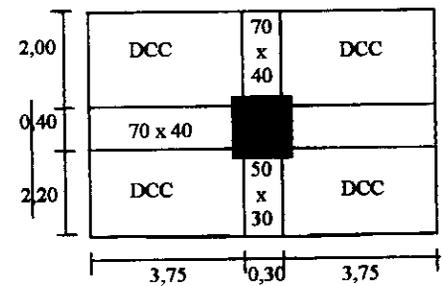
$$B_r = \frac{D_r^2 \cdot \pi}{4} = 6082,12 > 4854,9 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

B- 2^{ème} Descente de charge : poteau carré (45 x 45)□ **Charge permanentes :****Niveau 11,05 m :**

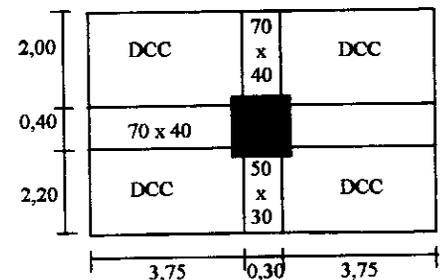
Gradins	$12,53 \cdot 35,88 = 449,58 \text{ KN}$
Poutre (70 x 40)	$25 \cdot 0,2 \cdot 7,35 = 36,75 \text{ KN}$
Poutre (45 x 45)	$25 \cdot 0,2 \cdot 6,63 = 33,15 \text{ KN}$
$P_G(11,05)$	519,5 KN

**Niveau 4,42 :**

$P_G(11,05)$	519,5 KN
Plancher à corps creux	$5,51 \cdot 31,5 = 173,57 \text{ KN}$
Poutre (70 x 40)	$25 \cdot 0,28 \cdot 7,5 = 52,5 \text{ KN}$
Poutre(50 x 30)	$25 \cdot 0,15 \cdot 4,4 = 16,5 \text{ KN}$
Poteau	$25 \cdot 0,2 \cdot 4,42 = 22,1 \text{ KN}$
$P_G(4,42)$	784,2 KN

**Niveau 0,00 :**

$P_G(4,42)$	784,2 KN
Plancher à corps creux	$5,51 \cdot 32,25 = 177,7 \text{ KN}$
Poteau (45x45)	$25 \cdot 0,2 \cdot 3,6 = 44,25 \text{ KN}$
Poutre(50 x 30)	$25 \cdot 0,15 \cdot 11,8 = 18 \text{ KN}$
$P_G(0,00)$	1024,14 KN

**➤ Charge d'exploitation:**

$$P_Q(11,05) = 4,61 \cdot 35,88 = 165,41 \text{ KN}$$

$$P_Q(4,42) = 4 \cdot 35,88 = 143,52 \text{ KN}$$

$$P_Q(0,00) = 4 \cdot 35,88 = 143,52 \text{ KN}$$

$$P_Q = 452,45 \text{ KN}$$

On a:

$$P_G = 1024,15 \text{ KN} \quad ; \quad P_Q = 452,45 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ultime}} = 1,35 P_G + 1,5 P_Q = 2061,28 \text{ KN}$$

$$N_{ultime} = P_u + 10\% P_u = 2267,41 \text{ KN}$$

et $i = 13 \text{ cm}$, $l_f = l_0 = 4,42 \text{ m}$

Donc $\lambda = 34 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,715$

Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Donc $\alpha = \frac{\alpha}{1,1} = 0,650$ et $B_r \geq 1585,83 \text{ cm}^2$

Le choix :

- Pour la section carrée on choisit (45x45)

$$B_r = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2 > 1585,83 \text{ cm}^2 \quad \text{(CV)}$$

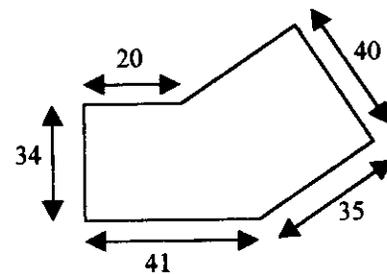
- Pour la section circulaire on choisit (D= 60 cm)

$$D = 60 \text{ cm} \rightarrow D_r = 58 \text{ cm}$$

$$B_r = \frac{D_r^2 \cdot \pi}{4} = 2642,07 \text{ cm}^2 > 1585,83 \text{ cm}^2 \quad \text{(CV)}$$

- Pour la section en V :

$$B_r = 2236 \text{ cm}^2 > 1585,83 \text{ cm}^2 \quad \text{(CV)}$$

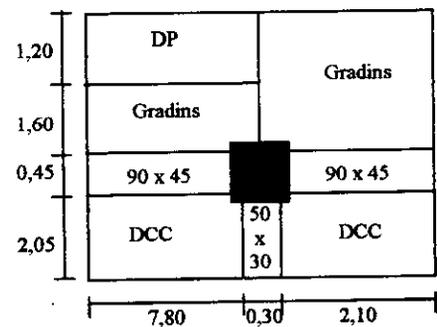


C- 3^{ème} Descente de charge : poteau rectangulaire (60 x 45)

□ Charge permanentes :

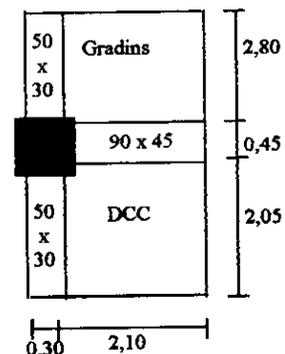
Niveau 17,68 m :

$P_G(22,10)$		626,7 KI
Dalle à corps creux	$5,51 \cdot 20,3 = 111,86 \text{ KN}$	
Dalle pleine (gradins)	$7,53 \cdot 18,96 = 142,77 \text{ KN}$	
Gradins	$12,53 \cdot 9,36 = 17,28 \text{ KN}$	
Poutre (90 x 45)	$25 \cdot 0,405 \cdot 10 = 101,25 \text{ KN}$	
Gousset	3,42	
Poutre (50 x 30)	$25 \cdot 0,15 \cdot 2,05 = 7,69 \text{ KN}$	
Poteau	$25 \cdot 0,15 \cdot 4,42 = 29,84 \text{ KN}$	
$P_G(17,68)$	1040,81 KN	



Niveau 13,26 m :

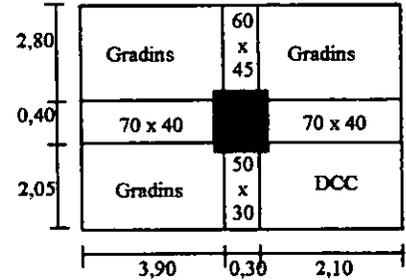
$P_G(17,68)$		1040,81 KN
Dalle pleine (gradins)	$7,53 \cdot 5,88 = 44,28 \text{ KN}$	
Dalle à corps creux	$5,51 \cdot 4,31 = 23,75 \text{ KN}$	
Poutre(50 x 30)	$25 \cdot 0,15 \cdot 4,85 = 18,19 \text{ KN}$	
Poutre(90 x 45)	$25 \cdot 0,405 \cdot 2,1 = 21,26 \text{ KN}$	



Poutre(45 x 60) $25 \cdot 0,27 \cdot 4,42 = 29,84 \text{ KN}$
 P_G(13,26) 1178,2 KN

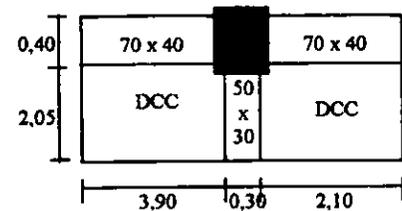
Niveau 8,84 m :

P_G(13,26) 1178,2 KN
 Dalle à corps creux $5,51 \cdot 4,31 = 23,75 \text{ KN}$
 Gradins $12,53 \cdot 27,93 = 350 \text{ KN}$
 Poutre(70 x 40) $25 \cdot 0,28 \cdot 6 = 42 \text{ KN}$
 Poutre(50 x 30) $25 \cdot 0,15 \cdot 2,05 = 7,69 \text{ KN}$
 Poutre(60 x 45) 21,82 KN
 Poutre(45 x 60) $25 \cdot 0,27 \cdot 4,42 = 29,84 \text{ KN}$
 P_G(8,84) 1653,3 KN



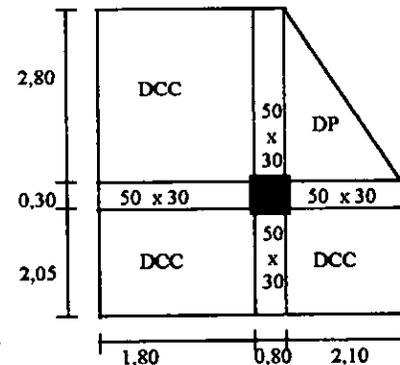
Niveau 4,42 m :

P_G(8,84) 1653,3 KN
 Dalle à corps creux $5,51 \cdot 12,3 = 67,78 \text{ KN}$
 Poutre(70 x 40) $25 \cdot 0,28 \cdot 6 = 42 \text{ KN}$
 Poutre(50 x 30) $25 \cdot 0,15 \cdot 2,05 = 7,69 \text{ KN}$
 Poteau $25 \cdot 0,27 \cdot 4,42 = 29,84 \text{ KN}$
 P_G(4,42) 1800,61 KN



Niveau 0,00 m :

P_G(0,00) 1800,61 KN
 Dalle à corps creux $5,51 \cdot 13,04 = 71,85 \text{ KN}$
 Dalle pleine $6,76 \cdot 2,95 = 20 \text{ KN}$
 Poutre(50 x 30) $25 \cdot 0,15 \cdot 8,75 = 7,69 \text{ KN}$
 Poteau $25 \cdot 0,27 \cdot 3,6 = 24,3 \text{ KN}$
 P_G(0,00) 1950 KN



□ charges D'exploitation :

P_Q(22,10) = 1 · 71,52 = 71,52 KN
 P_Q(17,68) = 4 · 37,86 · 4,61 · 12,48 + 5,66 · 3,72 = 230,02 KN
 P_Q(13,26) = 4 · 12,72 = 50,88 KN = 5,66 · 12,72 = 71,99 KN
 P_Q(8,84) = 4 · 4,92 + 4,61 · 20,47 + 5,66 · 7,68 = 157,51 KN
 P_Q(4,42) = 4 · 15,44 = 61,76 KN
 P_Q(0,00) = 4 · 18,69 = 74,76 KN
 P_Q = 667,56 KN

$$\begin{aligned} \text{On a : } P_G &= 1950 \text{ KN} ; P_Q = 667,56 \text{ KN} \\ P_{\text{ultime}} &= 1,35 P_G + 1,5 P_Q = 3633,84 \text{ KN} \\ N_{\text{ultime}} &= P_{\text{ultime}} + 10\% P_{\text{ultime}} = 3997,23 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$i = 17,32 \text{ cm} , l_f = l_0 = 4,42 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 25,52 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,768$$

- Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours donc $\alpha = \frac{\alpha}{1,1} = 0,698$

$$\Rightarrow Br \geq 2603,4 \text{ cm}^2$$

Le choix :

- Pour la section rectangulaire on choisit (80 x 40)

$$B_r = 2964 \text{ cm}^2 \geq 2603,4 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

- Pour la section circulaire on choisit (D = 70 cm)

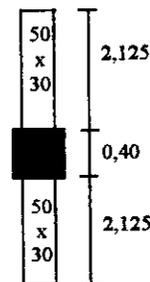
$$\Rightarrow B_r = 3631,68 \text{ cm}^2 \geq 2603,4 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

D- 4^{ème} Descente de charge : poteau rectangulaire (50 x 40)

□ Charge permanentes :

Niveau 17,68 :

$P_G(22,10)$		203,91 KN
Mur double cloisons	$25 \cdot 4,65 \cdot 3,92 =$	45,94 KN
Poutre (50 x 30)	$25 \cdot 0,15 \cdot 4,25 =$	15,94 KN
Poutre (50 x 40)	$25 \cdot 0,2 \cdot 4,42 =$	22,1 KN
$P_G(17,68)$		287,89 KN



Niveau 13,26 :

$P_G(17,68)$		287,89 KN
Mur double cloisons		45,94 KN
Poutre (50 x 30)		15,94 KN
Poutre (50 x 40)		22,10 KN
$P_G(13,26)$		371,87 KN

Niveau 8,84 :

$P_G(13,26)$	371,87 KN
Mur double cloisons	45,94 KN
Poutre (50 x 30)	15,94 KN
Poutre (50 x 40)	22,10 KN
$P_G(8,84)$	455,85 KN

Niveau 4,42 :

$P_G(8,84)$	455,85 KN
Mur double cloisons	45,94 KN
Poutre (50 x 30)	15,94 KN
Poutre (50 x 40)	22,10 KN
$P_G(4,42)$	569,92 KN

Niveau - 1,80 :

$P_G(4,42)$	569,92 KN
Dalle pleine (gradins)	$12,53 \cdot 10,23 = 128,18$ KN
Mur double cloisons	$25 \cdot 0,15 \cdot 6,25 = 23,44$ KN
Poteau (50 x 40)	$25 \cdot 0,2 \cdot 4,4 = 22$ KN
$P_G(-1,80)$	789,24 KN

□ charges D'exploitation :

$$P_Q(22,10) = 1 \cdot 71,67 = 71,67 \text{ KN}$$

$$P_Q(-1,80) = 4 \cdot 10,23 = 40,92 = 4,09 \cdot 10,23 = 41,84$$

$$\text{On a } P_G = 789,24 \text{ KN} \quad ; \quad P_Q = 1154,74 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ultime}} = 1,35 P_G + 1,5 P_Q = 1270,22 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ultime}} = P_{\text{ultime}} + 10\% P_{\text{ultime}} = 3997,23 \text{ KN}$$

$$i = 14,43 \text{ cm} \quad , \quad l_f = l_0 = 4,42 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \lambda = 30,63 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,738$$

$$\text{Plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours donc } \alpha = 0,671$$

$$\Rightarrow B_r \geq 8606,6 \text{ cm}^2$$

Le choix :

- Pour la section rectangulaire on choisit (80 x 40)

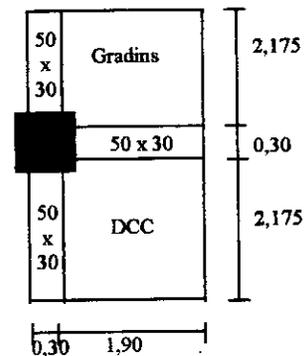
$$B_r = 2964 \text{ cm}^2 \geq 860,6 \text{ cm}^2 \quad \text{(CV)}$$

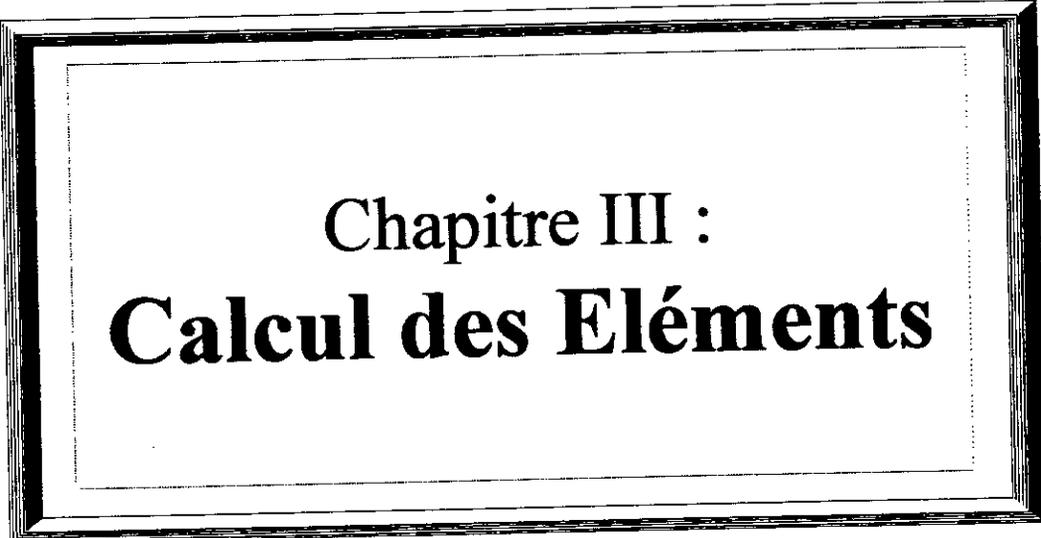
- Pour la section circulaire on choisit (120 x 50)

$$B_r = 5664 \text{ cm}^2 > 860,6 \text{ cm}^2 \quad \text{(CV)}$$

- Pour la section circulaire on choisit (D = 1 cm)

$$B_r = 7542,96 \text{ cm}^2 > 860,6 \text{ cm}^2 \quad \text{(CV)}$$





Chapitre III :
Calcul des Eléments

III.1. Les escaliers :

III.1.1. L'escalier droit :

A- Calcul de l'escalier droit :

□ Détermination des efforts :

L'escalier du type (1) est un escalier droit. En tenant compte l'encastrement partiel au niveau des appuis, on le calcul comme une poutre d'un mètre de largeur simplement appuyé et soumise à deux types de charges uniformément réparties.

$$\begin{cases} M_t = 0,8 \text{ à } 0,85 M_o \\ M_{ap} = 0,6 M_o \end{cases}$$

□ Sollicitation :

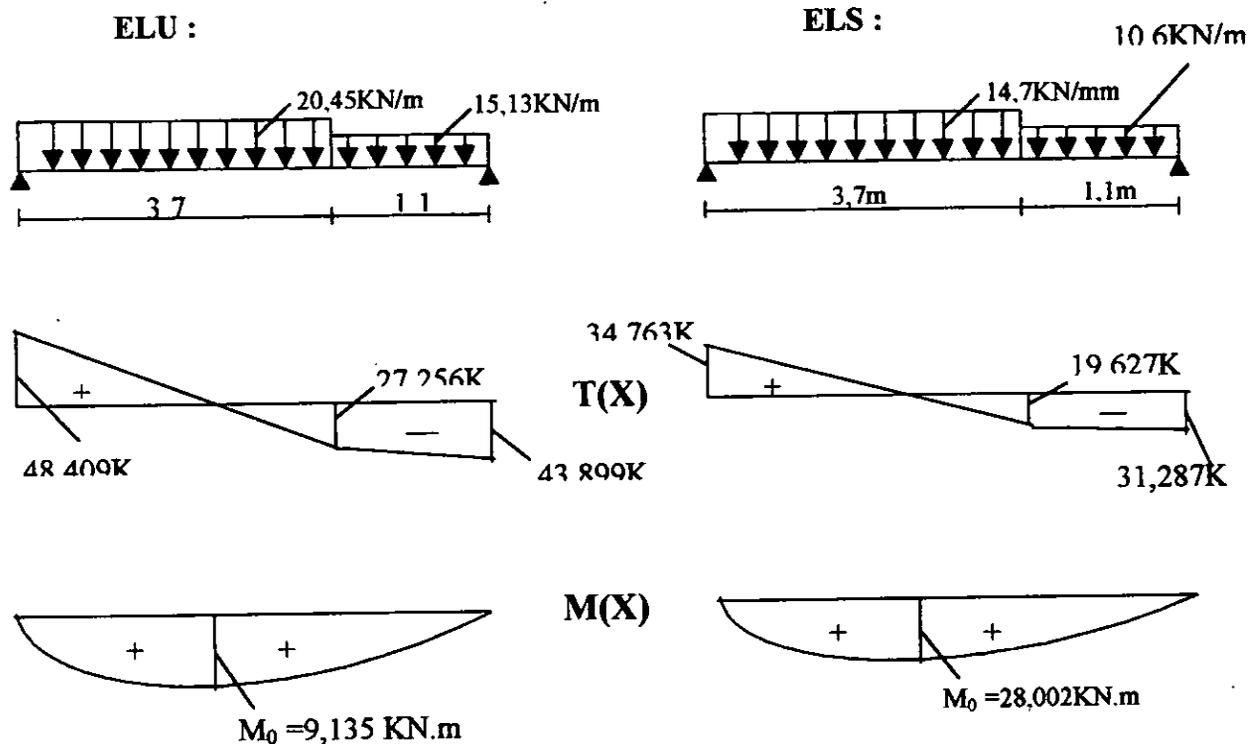
ELU : Paillasse $P_u = 1,35 P_1 + 1,5 Q = 20,45 \text{ KN/m}$.

Palier $P_u = 1,35 P_2 + 1,5 Q = 15,13 \text{ KN/m}$.

ELS : Paillasse $P_G = P_1 + G = 14,7 \text{ KN/m}$.

Palier $= P_2 + G = 10,6 \text{ KN/m}$.

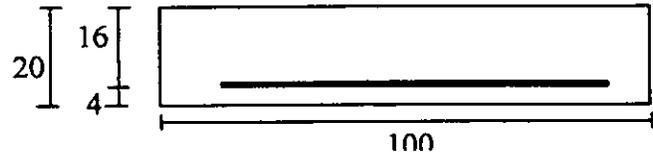
□ Diagramme des efforts :



B- Ferrailage vis à vis l'ELU :

- Moment en travée $M_k = 0,85 M_o = 0,85 \times 39,135 = 33,265 \text{ KN/m}$
- Moment en appui $M_a = 0,6 M_{\max} = 0,6 \times 39,135 = 23,481 \text{ KN/ m.}$

Section rectangulaire :

On a $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\sigma_h = 14,2 \text{ Mpa}$. F_{CE400} , $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

	M [N,m]	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b}$	B (tableau)	$A_s = \frac{M_u}{d B \sigma_s}$
En travée	33265	0,0915	0,9525	6,27
En appui	23481	0,0646	0,9665	4,36

- Condition de non-fragilité : [1] avec F_{CE400}

$$A \geq 0,0008B = 1,6 \text{ cm}^2$$

- Le choix :

$$\text{En travée } 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

- Armature de répartition :

$$A/4 \leq A_r \leq A/2 \text{ d'où } 1,695 \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}^2.$$

On adopte un ferrailage $2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} = \frac{48409 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,302 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{F_{e28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{Min}(1,9; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{CV}$$

- Zone d'appui :

$$A \leq \frac{\gamma_s V_0}{f_e} \text{ d'où } 452 \geq \frac{1,15 \cdot 48409}{400} = 139,17 \text{ (CV)}$$

C- Vérification à l'ELS :**□ Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes des armatures rendues.

La contrainte admissible du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 15 f_{e28} = 15 \text{MPa.}$$

Il faut vérifier que :

$$\alpha = \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100} \Rightarrow 0,1195 \leq 0,4487.$$

Donc aucune vérification à l'ELS est nécessaire.

□ Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont remplies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \frac{0,20}{4,8} = 0,0416 \geq \frac{1}{20} \frac{33,265}{39,135} = 0,0212 \quad (\text{CV})$$

$$\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \frac{6,78}{100,16} = 0,04 \leq 0,005 \quad (\text{NV})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{0,20}{4,8} = 0,0416 \leq 0,0625 \quad (\text{NV})$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées ce qui implique que le calcul de la flèche est indispensable.

□ Calcul de la flèche :

Le calcul se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement « CBA93 ».

$$\rho = \frac{A}{b.d} ; \rho_1 = 100\rho ; \beta_1 (\text{tableau}) ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 . \rho . \sigma_s + f_{t28}} ; \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Moment fictif :

$$I_G = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2$$

$$y_G = \frac{h \cdot d \cdot h / 2 + 15A \cdot d}{b \cdot h + 15A}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,866 \text{ Mpa}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\Delta f = f_v - f_i ; \bar{f} = \frac{L}{500} \quad (L < 5 \text{ m})$$

$\Delta f < \bar{f}$ (la condition de la flèche est vérifiée)

$$A = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

M [KN.m]	ρ	ρ_1	β_1	σ_s [Mpa]	μ	λ_i	λ_v
28,002	0,0024	0,424	0,901	286,49	0	4,95	1,98
I_0 (cm ⁴)	I_{fc}	I_{fv}	f_i [mm]	f_v [mm]	Δf	\bar{f} [mm]	$\Delta f < \bar{f}$
70150,7	70150,7	70150,7	2,86	8,5	5,64	9,6	(CV)

III.1.2. L'escalier balancé :

A- Calcul de l'escalier balancé :

□ Détermination des efforts :

Le calcul s'effectue comme d'un mètre de largeur avec trois appuis, soumis à quatre types de charges uniformément réparties.

□ Sollicitation :

$$\text{ELU : Paillasse} \quad P_{u1} = 1,35 P_1 + 1,5 G = 18,80 \text{ KN/m.}$$

$$P_{u2} = 1,35 P_2 + 1,5 G = 18,98$$

$$P_{u3} = 1,35 P_3 + 1,5 G = 18,82$$

Palier $P_{u4} = 1,35 P_4 + 1,5 G = 13,78 \text{ KN/m}$.

ELS : Paillasse $P_{s1} = P_1 + G = 13,48$

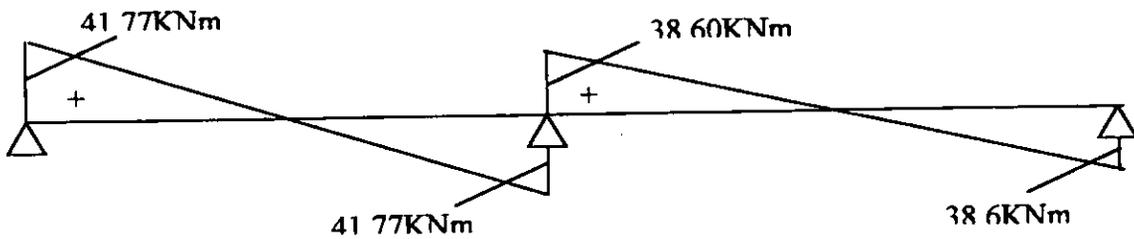
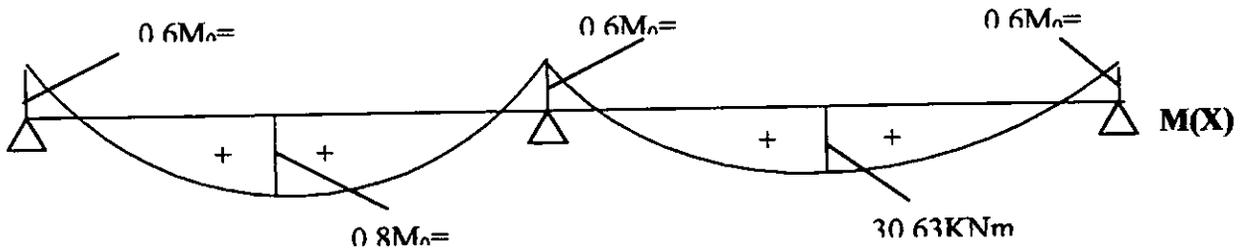
$P_{s2} = P_2 + G = 13,62$

$P_{s3} = P_3 + G = 13,5$

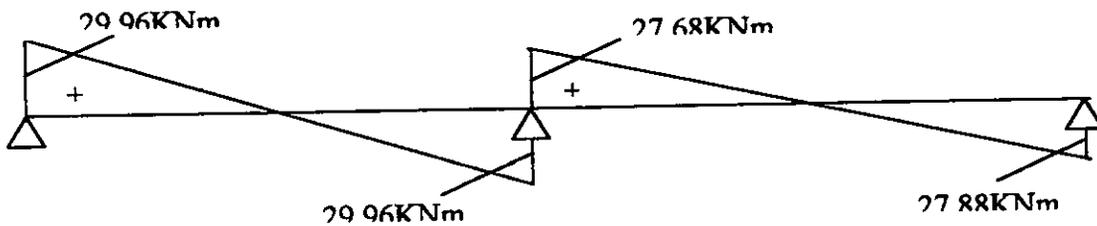
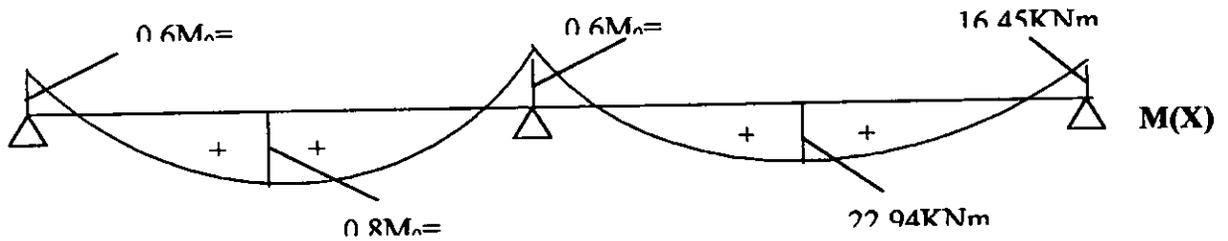
Palier $P_{s4} = P_4 + G = 9,76$

□ Diagramme des efforts :

ELU :



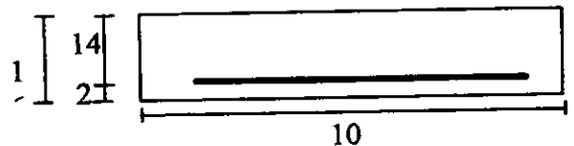
ELS :



B- Ferrailage vis à vis l'ELS :

□ Moment en travée $M_t = 36,62 \text{ KN.m}$

□ Moment en appui $M_a = 27,47 \text{ KN.m}$.



	M [N,m]	$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b}$	B (tableau)	$\beta = \frac{M_u}{d\beta\sigma_s}$
En travée	36620	0,1320	0,929	8,09 cm ²
En appui	27470	0,098	0,948	5,95 cm ²

□ Condition de non-fragilité : [1] avec FeE400

$$A \geq A_{\text{Min}} = 0,0008\beta = 1,6 \text{ cm}^2$$

□ Le choix :

$$\text{En travée } 6T12 = 9,23 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui } 4T12 = 6,15 \text{ cm}^2.$$

C- Vérification de l'ELS :

□ Vérification des contraintes : Il faut vérifier que :

$$\alpha = \frac{\frac{M_u}{M_{\text{ser}}} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100} \Rightarrow 0,1776 \leq 0,4378. \quad (\text{CV})$$

Donc aucune vérification à l'ELS est nécessaire.

□ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \quad 0,03 \geq 0,04 \quad (\text{NV})$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad 0,006 \geq 0,005 \quad (\text{NV})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0,03 \geq 0,0625 \quad (\text{NV})$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées ce qui implique que le calcul de la flèche est indispensable.

□ Calcul de la flèche :

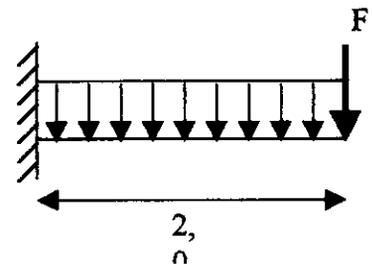
$$L < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = 8,8 \text{ mm.}$$

M_{ser} [KN.m]	A [cm ²]	ρ	ρ_1	β_1	σ_s [Mpa]	μ	λ_t	λ_v
26,26	9,23	$6,59 \cdot 10^3$	0,659	0,881	230,7	0	3,187	1,275
I_0 (cm ⁴)	I_0 [cm ⁴]	I_{fc} [cm ⁴]	I_{fv} [cm ⁴]	f_i [mm]	f_v [mm]	Δf	\bar{f} [mm]	$\Delta f < \bar{f}$
8,5	38721,45	38721,45	3272,45	4,1	12,1	8	8,8	(CV)

III.2. Balcon :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur d'une console encastree à son extremité soumise à deux types de charges.

- 1- Son poids propre + surcharge d'exploitation.
- 2- Charge concentree à son extremité libre qui est due aux poids du garde corps.
 - $G = 7,76 \text{ KN/m}^2$.
 - $Q = 4 \text{ KN/m}^2$.
 - $F = 2,52 \times 4,42 \times 1 = 11,14 \text{ KN}$.

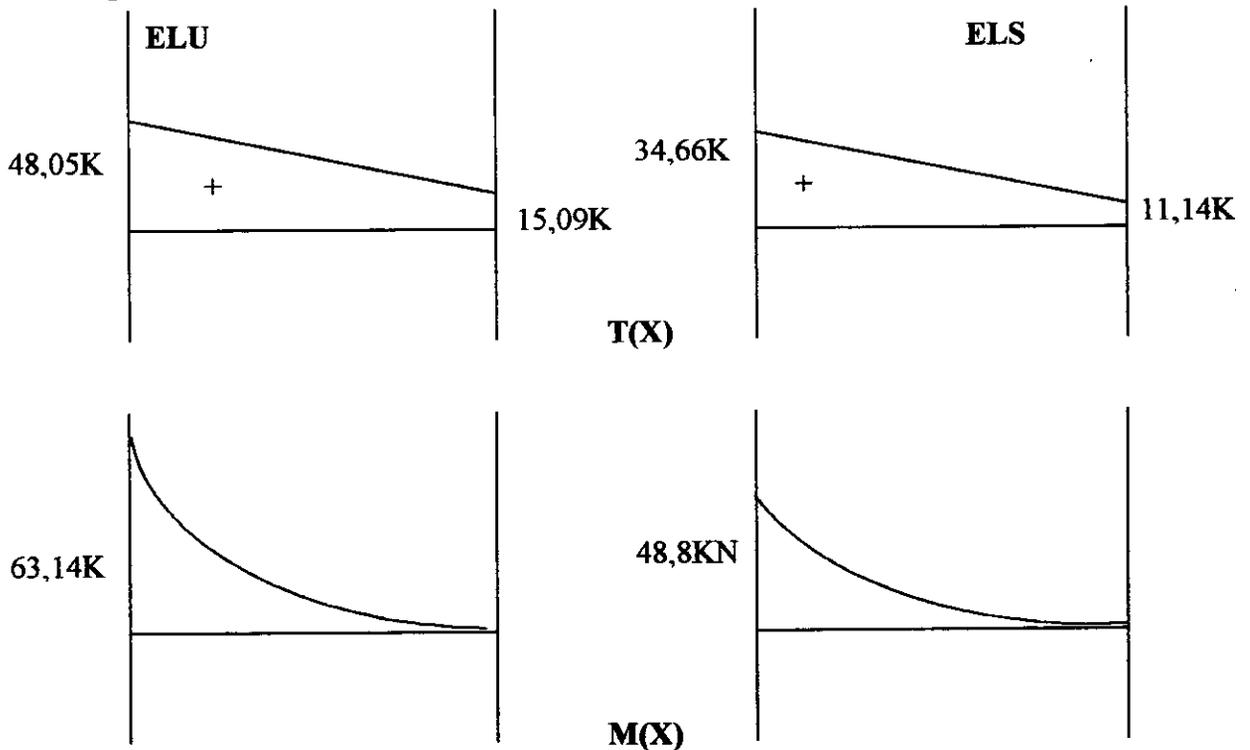


A- Détermination des efforts :

A l'ELU : $\begin{cases} 1,35 G + 1,5 G = 16,48 \text{ KN /m.} \\ 1,35 F = 15,09 \text{ KN} \end{cases}$

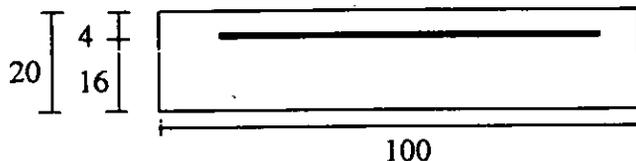
A l'ELS : $\begin{cases} G + Q = 11,76 \text{ KN /m.} \\ F = 11,14 \text{ KN} \end{cases}$

□ **Diagramme des efforts :**



B- Détermination des sections d'aciers :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = 0,1737 < \mu_L \Rightarrow A' = 0.$$



Tableau

$\beta \longrightarrow 0,904$ et $\alpha = 0,2406$

□ **Condition de non-fragilité :** [1] f_{cE400}

$A \geq 0,0008B = 1,6 \text{ cm}^2$ (CV)

□ **Le choix :**

On adopte une section 7T16 = 14,07 cm²

□ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{48,05 \cdot 10}{100 \cdot 16} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,3 \text{ MPa}$$

$\tau_{\text{ucal}} < \overline{\tau}_u$ (CV)

□ **Vérification à l'ELS :**

$$\alpha = 0,2406 \leq \frac{\frac{M_u}{M_s} - 1}{2} + \frac{f_{e28}}{100} = 0,4393$$
 (CV)

Donc aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.

□ **Calcul de la flèche :** (Cas d'une console) (1)

$M_{\text{ser}} = 45,8 \text{ KN.m}$

$A = 7T16 = 14,07 \text{ cm}^2$

$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = 8,79 \times 10^{-3}$ d'où $\rho_1 = 100 \rho = 0,879$

$\beta_1 = 0,868$ (tableau)

$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 234,38 \text{ Mpa}$

$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 0,645$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = 2,389.$$

$$\lambda_v = 0,956$$

$$y_G = 10,57 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 73539,26 \text{ cm}^4.$$

$$I_G = 28942,15 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fv} = \frac{73539,26}{1 + 0,956 \cdot 0,645} = 45489,52 \text{ cm}^4.$$

$$f_i = \frac{M l^2}{4 E_i \cdot I_{fi}} = 4,93 \text{ mm} \quad f_v = \frac{M l^2}{4 E_v \cdot I_{fv}} = 9,30 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 4,37 \text{ mm.}$$

$$\text{Pour une console : } \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\bar{f} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \Delta f = 4,37 < \bar{f} = 8 \text{ mm} \quad (\text{CV})$$

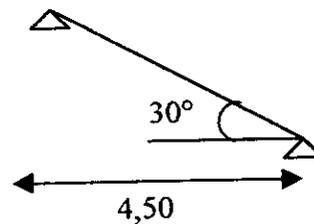
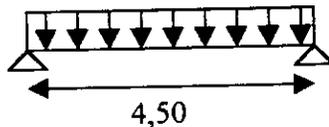
III.3. Calcul des gradins :

III.3.1. Gradins de 2^{ème} étage :

Les calculs seront effectués comme étant un escalier qui repose sur deux côtés avec :

$$G = 12,53 \text{ KN/m}^2. \quad (\text{avec } e_p = 20 \text{ m})$$

$$Q = 4,62 \text{ KN/m}^2.$$

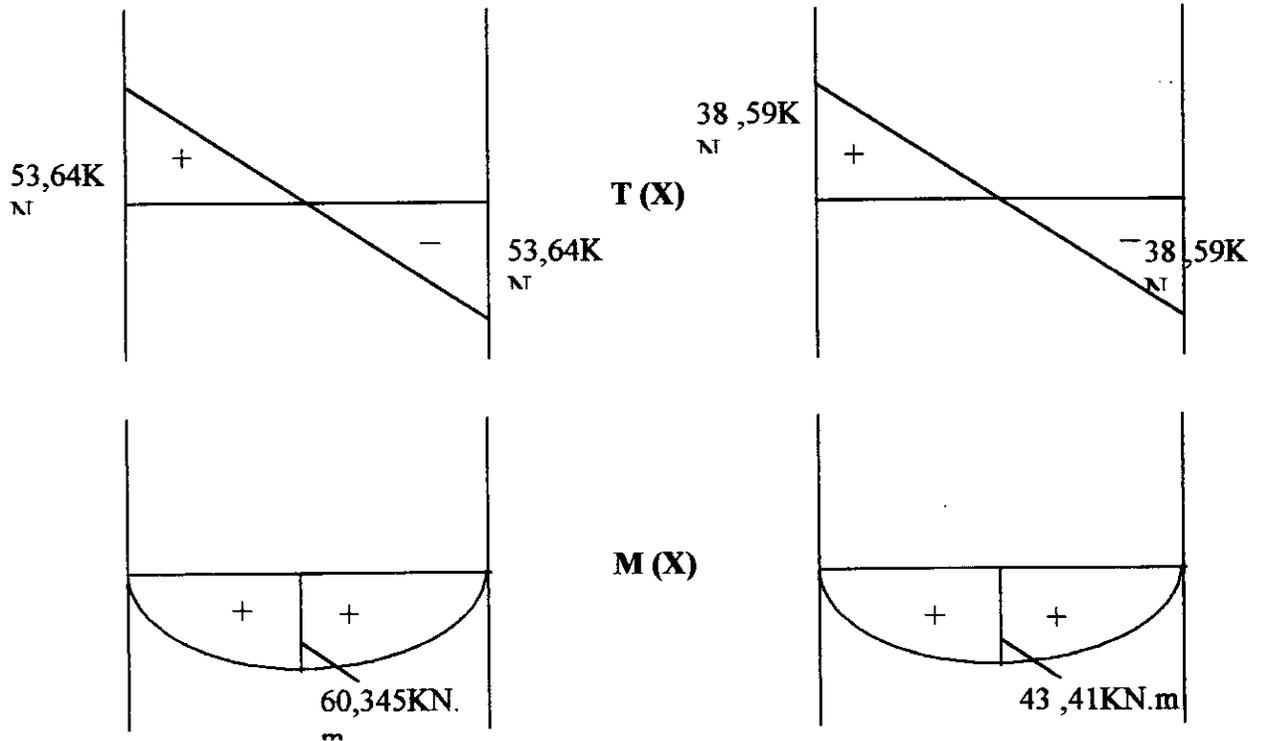


A- Détermination des efforts :

$$\text{A L'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q = 23,84 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } G + Q = 17,15 \text{ KN/ml}$$

□ Diagramme des efforts :



Demi-encastrement au niveau d'appui :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0,8 \times 60,345 = 48,276 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,6 \times 60,345 = 32,207 \text{ KN.m} \end{cases}$$

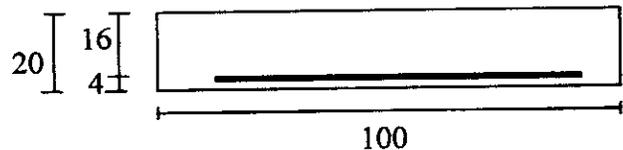
$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 0,8 \times 43,51 = 34,728 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,6 \times 43,41 = 26,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C- Ferrailage vis à vis l'ELU :

Section rectangulaire (10x20)

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$, F_{eE400} ,

$F_{e28} = 25 \text{ MPa}$.



	M [N,m]	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b}$	B (tableau)	$\beta = \frac{M_u}{d \beta \sigma_s}$
En travée	48276	0,1328	0,9285	9,34
En appui	36207	0,0996	0,947	6,87

□ Condition de non-fragilité :

$$R \geq 0,0008 \times \beta = 1,6 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

□ Le choix :

$$\text{En travée } 5T12 = 10,05 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui } 5T12 = 7,70 \text{ cm}^2.$$

□ Armature de répartition :

$$A/4 \leq A_r \leq A/2 \text{ d'où } 2,51 \leq A_r \leq 5,02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

□ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} = \frac{53,64 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,335 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{Min}(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{u \text{ cal.}} \leq \overline{\tau_u} \quad (\text{CV})$$

□ Zone d'appui :

$$A \leq \frac{\gamma_s V_0}{f_e} \text{ d'où } 770 \geq \frac{1,15 \times 53640}{400} = 154,215 \quad (\text{CV})$$

□ Vérification de l'ELS :

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha = \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100} \quad (5)$$

$$\text{En travée : } \alpha = 0,179 \leq \frac{\frac{48,276}{34,728} - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad (\text{CV})$$

Donc aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.

□ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \quad 0,044 \geq 0,04 \quad \text{(NV)}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad 0,006 \leq 0,005 \quad \text{(NV)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0,044 \geq 0,06 \quad \text{(NV)}$$

Les deux conditions (2) et (3) ne sont pas vérifiées ce qui implique que le calcul de la flèche est indispensable.

□ Calcul de la flèche :

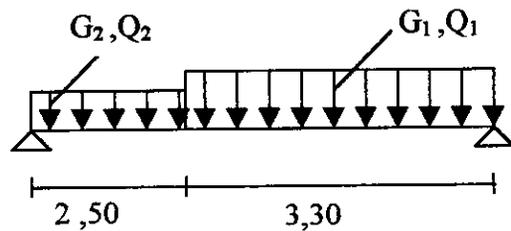
M _{ser}	A	ρ	ρ ₁	β ₁	σ _s	μ	λ ₁	λ _v
34,729	10,25	6,28.10 ³	0,628	0,883	244,6	0,554	3,344	1,338
γ _G	I ₀	I _{fe}	I _{fv}	f _i	f _v	Δf	f̄	Δf < f̄
10,42	71713,28	25239,83	41184,9	8,7	15,83	7,1	9	(CV)

III.3.2. Gradins de milieu :

A- Détermination de l'épaisseur :

$$L/30 \leq e_p \leq L/20 \quad \text{avec } L=5,8 \text{ m.}$$

On adopte e_p = 25 cm.



B- Détermination des efforts :

On a : Paillasse $G_1 = 16,6 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_1 = 5,65 \text{ KN/m}^2$$

Palier $G_2 = 8,78 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_2 = 4 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m on aura :

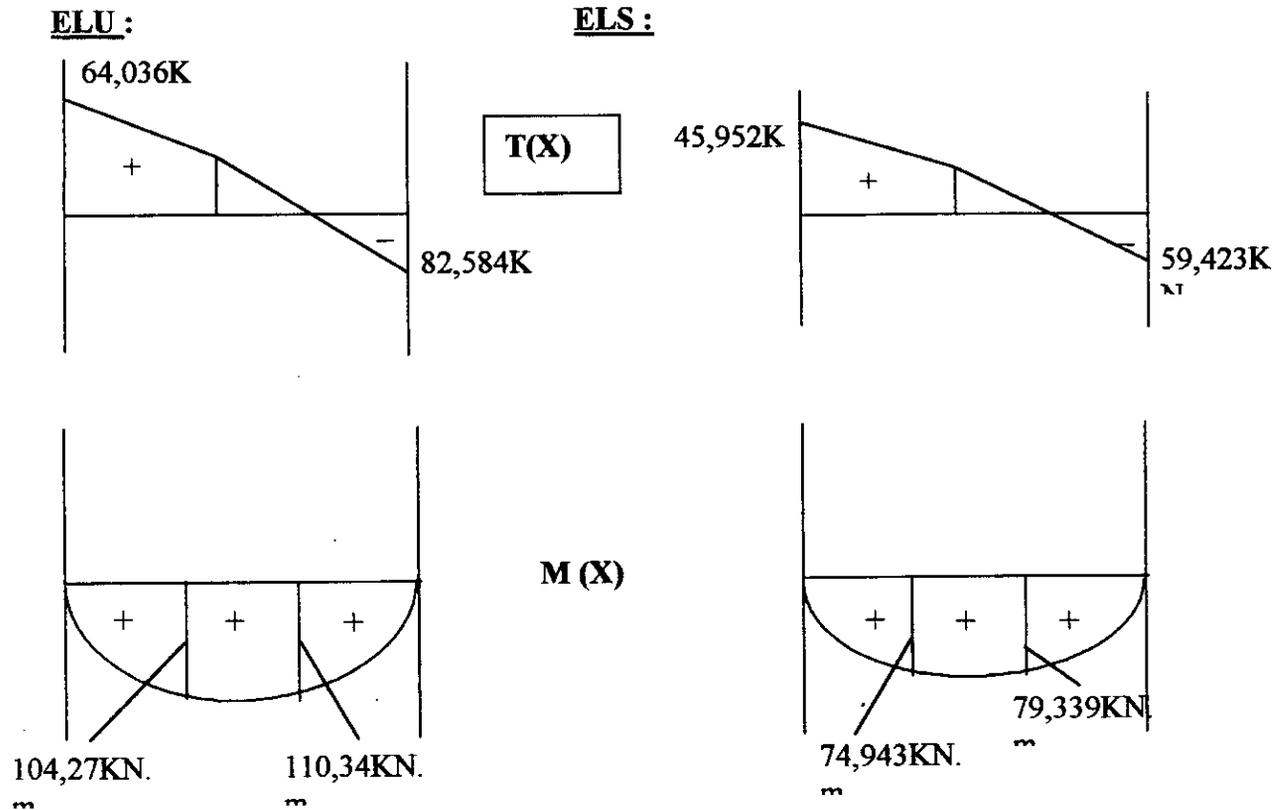
a) L'ELU : $P_1 = 1,35G_1 + 1,5 Q_1 = 30,90 \text{ KN/m}$.

$$P_2 = 1,35G_2 + 1,5 Q_2 = 17,86 \text{ KN/m}$$

b) L'ELS : $P_1 = G_1 + Q_1 = 22,25 \text{ KN/m}$.

$$P_2 = G_2 + Q_2 = 12,78 \text{ KN/m}$$

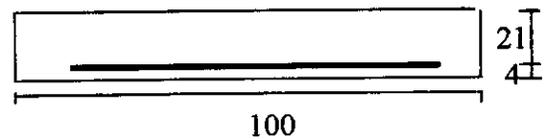
□ Diagramme des efforts :



C- Ferrailage vis à vis l'ELU :

- Moment en travée $0,8 \times 110,34 = 88,272 \text{ KN/m}$
- Moment en appui $0,6 \times 110,34 = 66,204 \text{ KN/m}$

Section rectangulaire :



$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\sigma_h = 14,2 \text{ Mpa}$. F_{eE400} , $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

	M [N,m]	$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b}$	B (tableau)	$A_s = \frac{M_u}{d.B\sigma_s}$
En travée	88272	0,414	0,924	13,07
En appui	66204	0,106	0,944	9,60

- Condition de non-fragilité : [1] avec F_{eE400}

$A \geq A_{min} = 0,0008 \beta = 2 \text{ cm}^2$ (CV)

□ **Le choix :**

En travée $9T16 = 18,10 \text{ cm}^2$.

En appui $7T14 = 10,77 \text{ cm}^2$

□ **Armature de répartition :**

$A/4 \leq A_r \leq A/2$ d'où $4,52 \leq A_r \leq 9,05 \text{ cm}^2$.

On adopte un ferrailage $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

□ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} = \frac{82584}{1000 \cdot 210} = 0,388 \text{ MPa.} \quad \text{avec : } \overline{\tau_u} = 3,333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad (\text{CV})$$

□ **Zone d'appui :**

$$A \geq \frac{\gamma_s V_0}{f_e} \quad \text{d'où } 1077 \geq 237,43 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

□ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha = \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100} \Rightarrow 0,189 \leq 0,6407 \quad (\text{CV})$$

Donc aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.

□ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \quad 0,043 \geq 0,04 \quad (\text{CV})$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \quad 0,008 \leq 0,005 \quad (\text{NV})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0,043 \leq 0,06 \quad (\text{NV})$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées ce qui implique que le calcul de la flèche est indispensable.

□ Calcul de la flèche :

M_{ser}	A	ρ	ρ_1	β_1	σ_s	μ	λ_1	λ_v
63,47	18,10	$8,62 \cdot 10^3$	0,862	0,868	192,4	0,579	2,436	0,974
γ_G	I_0	I_{fc}	I_{fv}	f_i	f_v	Δf	\bar{f}	$\Delta f < \bar{f}$
13,33	147902,63	61359,082	94570,164	10,82	20,87	10,05	10,8	(CV)

III.4. Calculs des consoles :

III.4.1. Console sur la quelle repose l'escalier :

• Charges permanentes :

- Poids propre de la console ($25 \times 0,3 \times 0,5$) = 3,75 KN/ml.
- Poids correspond à la charge due à l'escalier $4,25 \times 9,5 = 40,37$ KN/ml.

Donc $G = 3,75 + 40,37 = 44,12$ KN/ml.

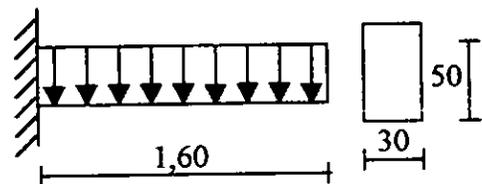
• Charge d'exploitation :

$Q = 4,25 \times 4 = 17$ KN/ml.

□ Détermination des efforts :

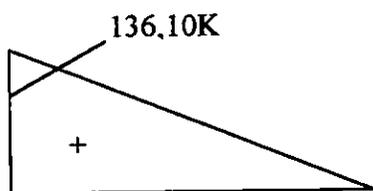
A l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q = 85,06$ KN/ml.

A l'ELS : $G + Q = 61,12$ KN/ml



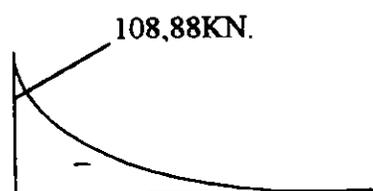
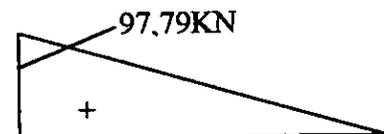
□ Diagramme des efforts :

ELU :

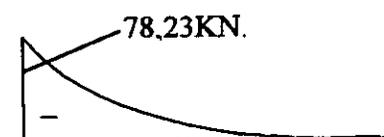


T(X)

ELS :



M(X)



□ **Calcul du ferrailage :**

$$h = 50 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad d = 45 \text{ cm}, \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}, \quad F_{CE400}, \quad M_u = 108,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = 0,126 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,932 \text{ (tableau)}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 7,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

□ **Condition de non-fragilité :** [1]

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = 1,5 \text{ cm}^2 < A = 7,70 \quad (\text{CV})$$

□ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{136,1 \cdot 10^3}{300 \cdot 450} = 1,008 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,008 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,3 \text{ MPa.} \quad (\text{CV})$$

□ **L'espacement :**

$$S_t \leq \begin{cases} 0,9d = 40,5 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad S_t = 18 \text{ cm} \quad [1]$$

$$\Phi_t \leq \begin{cases} h/35 = 14,3 \text{ mm} \\ \Phi_i = 14 \text{ mm} \\ b_0/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \quad \Phi_t = 6 \text{ mm} \quad [1]$$

$$n_t = 4, \quad a_t = n_t \frac{\Phi^2}{4} = 28,27 \text{ mm}^2$$

$$A_t = n_t \cdot a_t = 113,08 \text{ mm}^2$$

On doit vérifier que :

$$A_t \geq 0,4 b_0 \cdot s_t / f_e = 91,91 \text{ mm}^2 \quad [1] \quad (\text{CV})$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{c28} \cdot K)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad [1]$$

La fissuration est peu nuisible d'où $K=1$ et $\alpha = 90^\circ$.

$$0,00209 \geq 0,00206 \quad (\text{CV})$$

□ **Vérification au voisinage de l'appui :**

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \cdot a} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1]$$

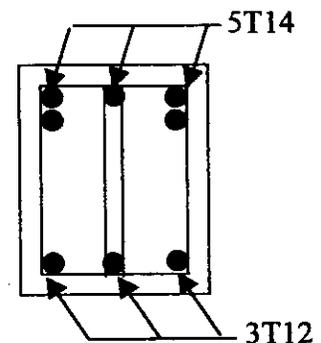
$$1,649 \leq 13,33 \quad (\text{CV})$$

□ **Vérification vis à vis l'ELS : FeE400, fissuration peu nuisible.**

$$\alpha = \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100} \quad (5)$$

$$\alpha = 0,1689 \leq 0,4458. \quad (\text{CV})$$

Donc aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.



M_{ser}	A	ρ	ρ_1	β_1	σ_s	μ	λ_i	λ_v
97,79	7,70	$5,7 \times 10^3$	0,57	0,888	317,82	0,607	3,607	1,474
γ_G	I_0	I_{fc}	I_{fv}	f_i	f_v	Δf	\bar{f}	$\Delta f < \bar{f}$
26,43	35539,9	109819,6	1875772,47	0,709	1,234	0,525	6,4	(CV)

III.4.2. Console sur laquelle repose les gradins :

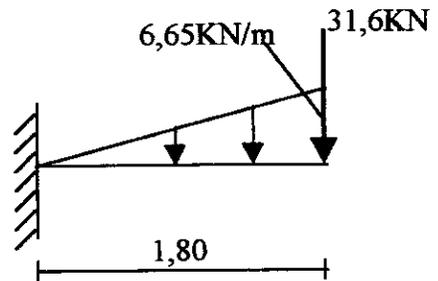
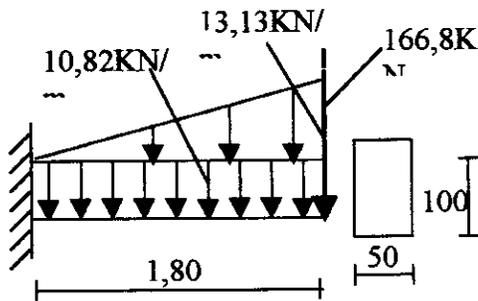
□ **Charge permanente :**

- Poids propre de la console $\frac{25 \times (1 - 0,25) \times 0,50}{\cos 30^\circ} = 10,82 \text{ KN/m}$
- Poids correspond à la charge due aux gradins :
- $G = 13,97 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P_G = 13,97 \times 0,94 = 13,13 \text{ KN/m}^2$.
- Poids de la poutre et son chargement :
- $[(1,00 - 0,25) \times 0,5 \times 7,6] \cdot 25 + 13,97 \times (0,9 \times 7,6) = 166,8 \text{ KN}$.

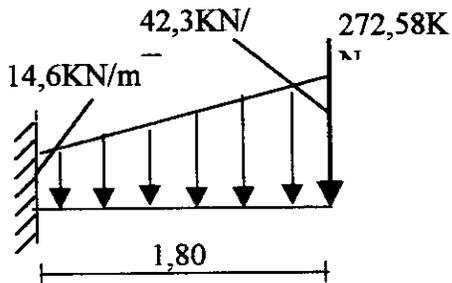
□ Charge d'exploitation :

$$Q = \frac{4}{\cos 30} = 4,62 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow PQ = 4,62 \times 1,44 = 6,65 \text{ KN/m.}$$

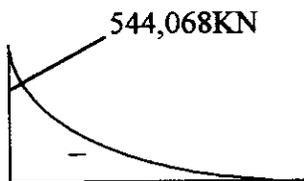
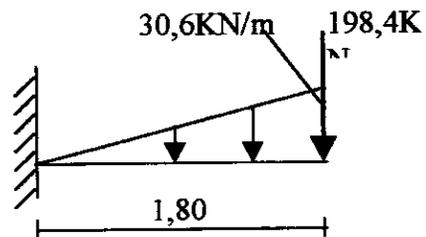
$$4,62 (0,9 \times 7,6) = 31,6 \text{ KN.}$$



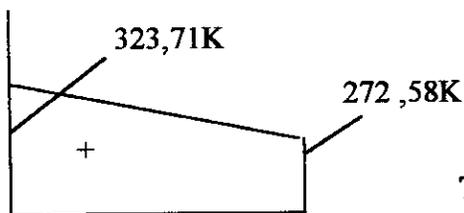
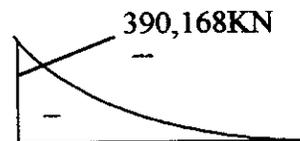
ELU :



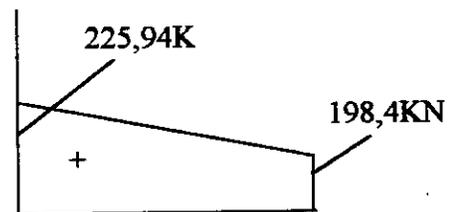
ELS :



M(X)



T(X)



□ **Calcul de ferrailage :**

$$h = 100 \text{ cm}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad d = 90 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}, \quad F_{CE400},$$

$$M_u = 544,068 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = 0,095 \text{ m} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

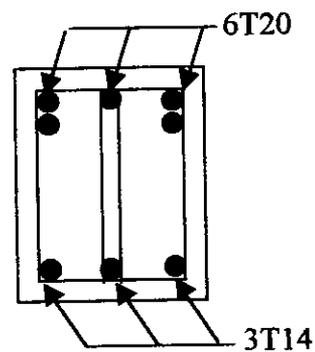
$$(\text{tableau}) \rightarrow \beta = 0,950$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 18,29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte } 6T20 = 18,85 \text{ cm}^2.$$

□ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = 5 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$



□ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{323,71 \cdot 10^3}{500 \cdot 900} = 0,719 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Donc : } \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,719 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.} \quad (\text{CV})$$

□ **L'espacement :**

$$S_t \leq \begin{cases} 0,9d = 81 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \begin{cases} h/35 = 28,6 \text{ mm} \\ \Phi_i = 14 \text{ mm} \\ b_0/10 = 50 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{\pi \Phi^2}{4} = 50,26 \text{ mm}^2.$$

$$A_t = n_t \cdot a_t = 201,04 \text{ mm}^2.$$

On doit vérifier que :

$$A_t \geq 0,4 b_0 \cdot \sigma_{st} / f_{e28} = 170,21 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{c28} K)}{0,9 f_{e28} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

La fissuration est peu nuisible d'où $K=1$ et $\alpha = 90^\circ$.

$$2,01 \times 10^{-3} \geq 0,48 \times 10^{-3} \quad (\text{CV})$$

□ Vérification au voisinage de l'appui :

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \cdot a} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$2,81 \leq 13,33 \quad (\text{CV})$$

□ Vérification vis à vis l'ELS : FeE400, fissuration peu nuisible.

$$\alpha = \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{ej}}{100}$$

$$\alpha = 0,124 \leq 0,447. \quad (\text{CV})$$

Donc aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.

□ Calcul de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 7,2 \text{ mm}.$$

M_{ser} [KN.m]	A [cm ²]	ρ	ρ_1	β_1	σ_s [Mpa]	μ	λ_i	λ_v
390,168	18,85	4,18x10 ⁻³	0,418	0,902	255	0,422	5,024	2,01
I_0 (cm ⁴)	I_0 [cm ⁴]	I_{rc} [cm ⁴]	I_{rv} [cm ⁴]	f_i [mm]	f_v [mm]	Δf	\bar{f} [mm]	$\Delta f < \bar{f}$
52,14	4594852,7	1472648,8	2486096,2	0,27	0,47	0,2	7,2	(CV)

III.5. Calcul des dalles pleines:

III .5.1. Définition :

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur 2,3 et 4 appuis .

III.5.2. Méthode de calcul :

Pour les dalles de forme irrégulière , il 'est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture , cette dernière est baser sur le mécanisme des fissure .

Hypothèse :

- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions rigides , elles sont supposer planes après déformation.
- Les lignes de rupture sont des ligne droite

Principe de calcul :

- Travail extérieure = travaille intérieure .
- Travail extérieure est en fonction des charges et des portées .
- Travail intérieure est en fonction des moments.

Travail externe : $T_{ext} = P \cdot V$

D' où P : charge uniformément reparties.

V : volume déplacé (entre l' état initiale et après déformation).

Travail interne :

Le travail interne d' une ligne de rupture de longueur «L » est égale à :

$T_{int} = m \sum (\text{projection de L sur un axe})$. (rotation de la région rigide sur cet axe)

M : moment dans la ligne de rupture par unité de longueur.

Après l' égalité $T_{ext} = T_{int}$, on tire le moment m .

III.5.3. Dalle pleine :

$$G = 7,47 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,59 \text{ KN/m}^2$$

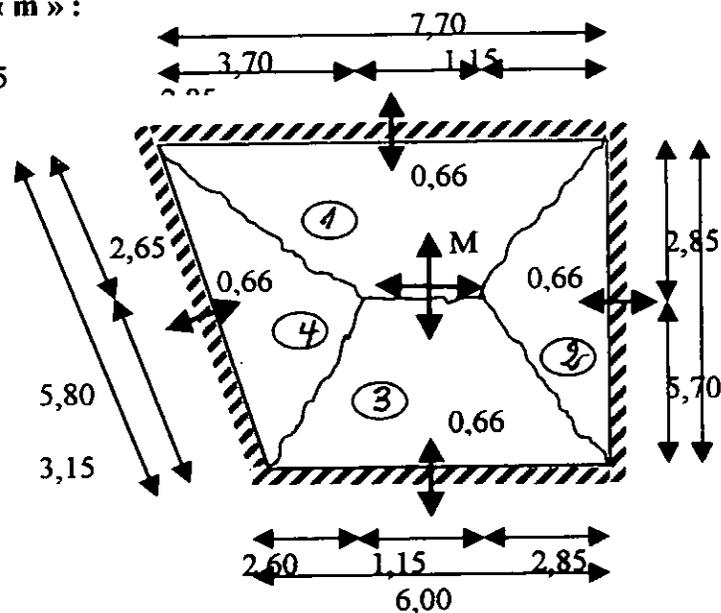
$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8,47 \text{ KN/m}^2$$

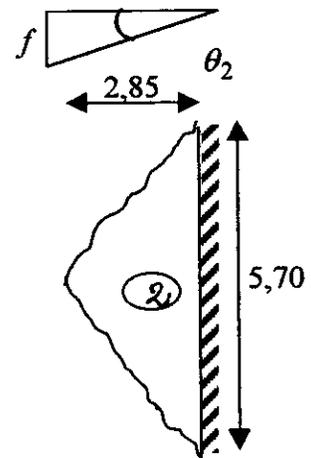
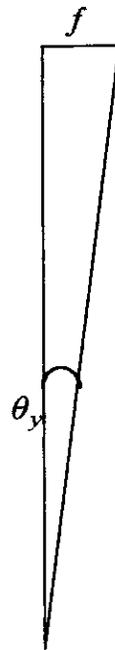
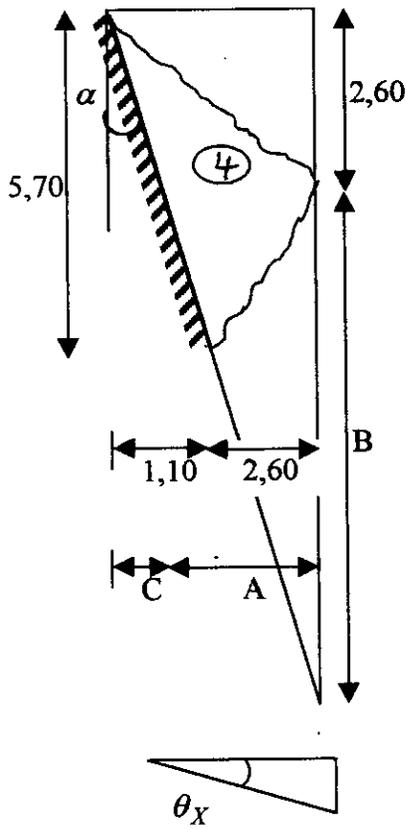
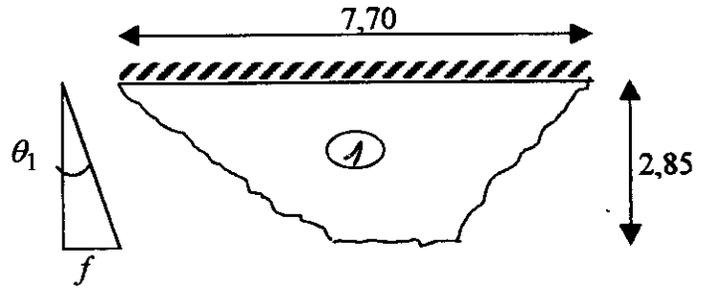
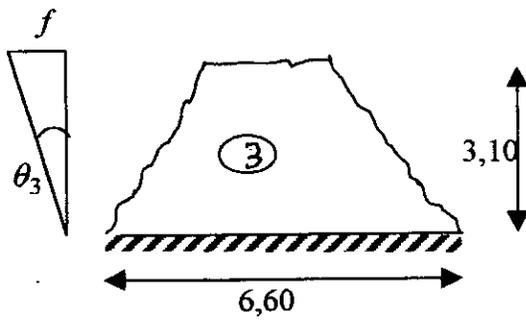
□ Détermination du moment « m » :

$$M_t = 0,75M_0 \Rightarrow M_0 = M_t / 0,75$$

$$M_a = 0,5 M_0$$

$$M_0 = 0,66 M_t$$





2

- $T_{\text{ext}} = P_v \cdot S \cdot f$

$$T_{\text{ext}} = T_{\text{ext}(1)} + T_{\text{ext}(2)} + T_{\text{ext}(3)} + T_{\text{ext}(4)}$$

$$T_{\text{ext}} = P_u (S_1 \cdot f_1 + S_2 \cdot f_2 + S_3 \cdot f_3 + S_4 \cdot f_4)$$

$$f_1 = f_3 = \frac{f}{2}$$

$$f_2 = f_4 = \frac{f}{3}$$

$$T_{\text{ext}} = P_u f \left(\frac{S_1}{2} + \frac{S_2}{2} + \frac{S_3}{2} + \frac{S_4}{2} \right) \begin{cases} S_1 = 11 \text{ m}^2 \\ S_2 = 8,123 \text{ m}^2 \\ S_3 = 10,612 \text{ m}^2 \\ S_4 = 11,02 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$T_{\text{ext}} = 199,2 \cdot f$$

- $T_{\text{int}} = T_{\text{int}(1)} + T_{\text{int}(2)} + T_{\text{int}(3)} + T_{\text{int}(4)}$

$$T_{\text{int}(1)} = 0,66 M \cdot 7,7 \cdot \frac{f}{2,85} + M \cdot 7,7 \cdot \frac{f}{2,85} = 4,485 M \cdot f$$

$$T_{\text{int}(2)} = 0,66 M \cdot 5,7 \cdot \frac{f}{2,85} + M \cdot 5,7 \cdot \frac{f}{2,85} = 3,32 M \cdot f$$

$$T_{\text{int}(3)} = 0,66 M \cdot 6,6 \cdot \frac{f}{3,1} + M \cdot 6,6 \cdot \frac{f}{3,1} = 3,534 M \cdot f$$

$$T_{\text{int}(4)} = 0,66 M [1,1\theta_y + 5,7\theta_x] + M [3,7\theta_y + 5,7\theta_x]$$

$$\theta_x = \frac{f}{A} \text{ Avec } \text{tg} \alpha = \frac{1,1}{5,7} = \frac{C}{2,85} \Rightarrow 0,57 m$$

$$A = 3,7 - 0,57 = 3,15 m$$

$$\theta_y = \frac{f}{B} \text{ Avec } \text{tg} \alpha = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{A}{\text{tg} \alpha} = \frac{A}{\frac{1,1}{5,7}} = 16,32 m$$

donc :

$$T_{(4)} = 0,66 M \left[1,1 \frac{f}{16,32} + 5,7 \frac{f}{3,15} \right] + M \left[3,7 \frac{f}{16,32} + 5,7 \frac{f}{3,15} \right] = 3275 M \cdot f$$

$$T_{\text{int}} = 14,614 M \cdot f$$

$$\text{Travail virtuel} \Rightarrow \sum T_{\text{ext}} = \sum T_{\text{int}}$$

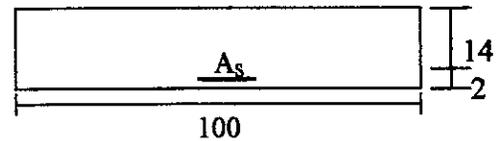
$$199,2 \cdot f = 14,614 M \cdot f$$

$$\Rightarrow M = \frac{1,2}{14,614} = 13,63 \text{ KN} \cdot m$$

□ **Calcul des ferrailage:**

• **Calcul de l'ELU :**

- Moment en travée $M_t = 13,63 \text{ KN/m}$
- Moment en appui $M_a = 8,99 \text{ KN/m}$



	$M_u \text{ [N.m]}$	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b}$	$\beta \text{ (tableau)}$	$A_s = \frac{M_u}{d \beta \sigma_s}$
En travée	13630	0,048	0,975	2,87
En appui	8990	0,032	0,984	1,88

□ **Le choix :**

- En travée $6 \phi 8 = 3,02 \text{ cm}$
- En appui $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

□ **Condition de non-fragilité :** [1] (FeE400)

Dans le sens de la grande portée :

$$A \geq 0.0008B = 1,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Dans le sens de la petite portée :

$$A \geq 0.0008B + 20\% [0,0008B] = 1.54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

□ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{Pl_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{11,59 \cdot 5,7 \cdot 7,7}{2 \cdot 7,7 + 5,7} = 24,11 \text{ KN} \dots\dots\dots [5]$$

La contrainte tangentielle :

$$\alpha \tau_u = \frac{V_x}{b_0 \cdot d} = \frac{24,11 \times 10^3}{1000 \cdot 140} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(cv)}$$

- Le béton peut reprendre tout seul l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

□ **Vérification à l'ELS :**

$$\frac{M_u}{P_U} = \frac{M_{ser}}{P_S} \Rightarrow M_{ser} = \frac{M_u \cdot P_S}{P_U}$$

$$M_{ser} = \frac{13,63 \cdot 8,47}{11,59} = 9,96 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{cj}}{100}$$

$$\alpha = 0,0615 \leq \frac{\frac{13,63}{9,96} - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,434 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc aucune vérification à l'ELS est nécessaire.

□ **Vérification de la flèche :**

on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

(1) $\frac{h}{\ell} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,0223 \geq 0,0625 \dots \dots \dots (NV)$

(2) $\frac{h}{\ell} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \dots \dots \dots 0,0223 \geq \frac{1}{20} \frac{13,63}{18,17} = 0,0375 \dots \dots \dots (NV)$

(3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots \dots \dots 0,0022 \leq 0,0105 \dots \dots \dots (NV)$

les trois conditions ne sont pas vérifiées, ce qui implique que le calcul de la flèche est indispensable.

□ **Calcul de la flèche :**

$$\bar{f} = \frac{1}{1000} + (0,5)cm$$

Mser [KN.m]	A [cm ²]	ρ	ρ ₁	β ₁	σ _s [Mpa]	μ	λ _t	λ _v
9,96	3,02	0,0022	0,216	0,925	254,7	0,153	9,545	3,818
YG (cm)	I ₀ [cm ⁴]	If _i [cm ⁴]	If _v [cm ⁴]	F _t [mm]	f _v [mm]	Δf (mm)	f̄ [mm]	Δf ≤ f̄
8,17	35719,2 7	14517,7 56	22547,8 52	10,90	20,87	9,97	12,15	(CV)

III.5.4. Dalle repose sur deux appuis :

$G = 9,01 \text{ KN/m}^2$

$Q = 4 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1,35G + 1,5Q$

$P_u = 18,164 \text{ KN/m}^2$

M_0 : moment isostatique

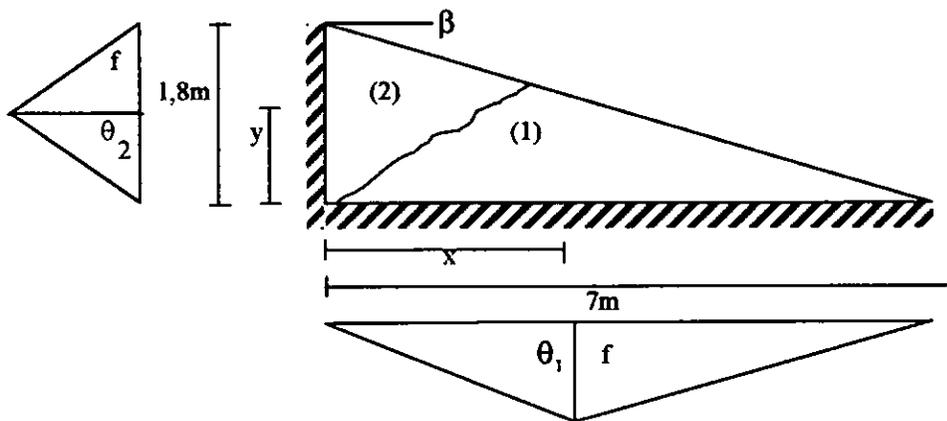
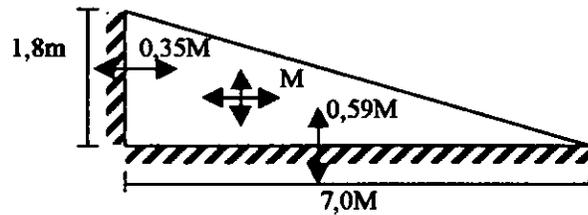
M : Moment en travée

M_a : moment en appui

$M = 0,85M_0 \Rightarrow M_0 = \frac{M}{0,85}$

$M_a = 0,5 M_0 = 0,95M$ (appui intermédiaire)

$M_a = 0,3M_0 = 0,35M$ (appui dérive)



$T_{ext} = T_{ext(1)} + T_{ext(2)}$

$T_{ext(1)} = PS_1 \cdot f_1 = p \cdot \frac{7 \cdot y}{2} \cdot \frac{f}{3} = \frac{7pyf}{6}$

$T_{ext(2)} = PS_2 \cdot f_2 = p \cdot \frac{1,8 \cdot y}{2} \cdot \frac{f}{3} = \frac{1,8pxf}{6}$

$T_{ext} = \frac{P}{6} (7y + 1,8x) f$

$T_{int} = T_{int(1)} + T_{int(2)}$

$\theta_1 = \frac{f}{x} ; \theta_2 = \frac{f}{y}$

$T_{int} = 0,59M \cdot 7 \cdot \theta_2 + Mx \cdot \theta_2 = M(4,13 + x)\theta_2 = M \left(\frac{4,13}{y} + \frac{x}{y} F \right)$

$$T_{\text{int}(2)} = 0,35M \cdot 1,8 \cdot \theta_1 + My \cdot \theta_1 = M(0,63 + y)\theta_2 = M\left(\frac{0,63}{x} + \frac{y}{x} \cdot F\right)$$

$$T_{\text{int}(3)} = M \left(\frac{4,13}{y} + \frac{x}{y} + \frac{0,63}{x} + \frac{y}{x} \right) F$$

Principe du travail virtuel :

$$T_{\text{ext}} = T_{\text{ext}}$$

$$M \left(\frac{4,13}{y} + \frac{x}{y} + \frac{0,63}{x} + \frac{y}{c} \right) f = \frac{P}{6} (7y + 1,8x) f$$

$$P = \frac{\left(\frac{4,13}{y} + \frac{x}{y} + \frac{0,63}{x} + \frac{y}{c} \right)}{(7y + 1,8x)}$$

$$\text{tg}\beta = \frac{1,8 - y}{x} \quad \text{et} \quad \text{Tg}\beta = \frac{1,8}{7} = 0,257$$

$$\frac{1,8 - y}{7} = 0,257 \Rightarrow y = 1,8 - 0,257x$$

$$P = \left(\frac{2,2387x^2 + 6,39 + 9,1854}{7,938x - 1,1334x^2} \right) M$$

Soit :

$$U = 2,2387x^2 + 6,39x + 9,1854$$

$$V = 7,938x - 1,1334x^2$$

$$P' = M \left(\frac{U}{M} \right)' + M' \left(\frac{U}{V} \right) = 0 \Rightarrow \left(\frac{U}{M} \right)' = 0$$

$$U'V - V'U = 0$$

$$-10,149x^3 + 25,137x^2 + 20,8215x + 72,9137 = 0$$

$$x = 3,59 \text{ m} \quad \text{et} \quad y = 1,8 - 0,257x$$

$$y = 0,88 \text{ m}$$

$$P = \left(\frac{2,2387x^2 + 6,39x + 9,1854}{7,9387x - 1,1334x^2} \right) M$$

$$M = \left(\frac{7,938x - 1,1334x^2}{2,2387x^2 + 6,39x + 9,1854} \right) P$$

$$M = 4,138 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 2,441 \text{ KN.m}$$

□ **Ferraillage vis à vis l' ELU :**

$B=100\text{cm}$, $h=25\text{cm}$, $\sigma_s=348\text{ Mpa}$, $\sigma_b=14,2\text{ Mpa}$

FeE400, $f_{e28}=25\text{ Mpa}$

	M_u [N.m]	$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_b}$	β (tableau)	$A_s = \frac{M_u}{d.\beta.\sigma_s}$
En travée	4138	0,006	0,997	0,54
En appui	2441	0,004	0,998	0,32

□ **Condition de fragilité : [1]**

$A \geq 0,0008 B = \text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{NV})$

□ **Le choix :**

- En travée 5 T 8 = 2,51 cm²

- En appui 5T 8 = 2,51 cm²

□ **Vérification de l' effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d}$$

$$V_x = V_0 = \frac{P.l_x.l_y}{2.l_y + l_x}$$

$V_x = V_0 = 9,243\text{ KN}$

$\tau_u = 0,04\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{cv})$

□ **Zone d ' appui**

$A \geq \frac{y_s V_0}{f_e} \quad d' \text{ où } 251\text{ mm} > 142,6\text{ mm}^2 \quad (\text{CV})$

□ **Vérification à l'ELS**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\frac{M_u}{M_{ser}} - 1}{2} + \frac{f_{ij}}{100} \qquad \frac{M_u}{M_s} = \frac{P_u}{P_s} \Rightarrow M_s = \frac{M_u P_s}{P_u}$$

0,007 ≤ 0,441.....(cv)

Donc aucune vérification à l' ELS est nécessaire

□ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_0} \text{-----} > 0,0357 \geq 0,0425 \quad (NV)$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \text{-----} > 0,001 \leq 0,005 \quad (CV)$$

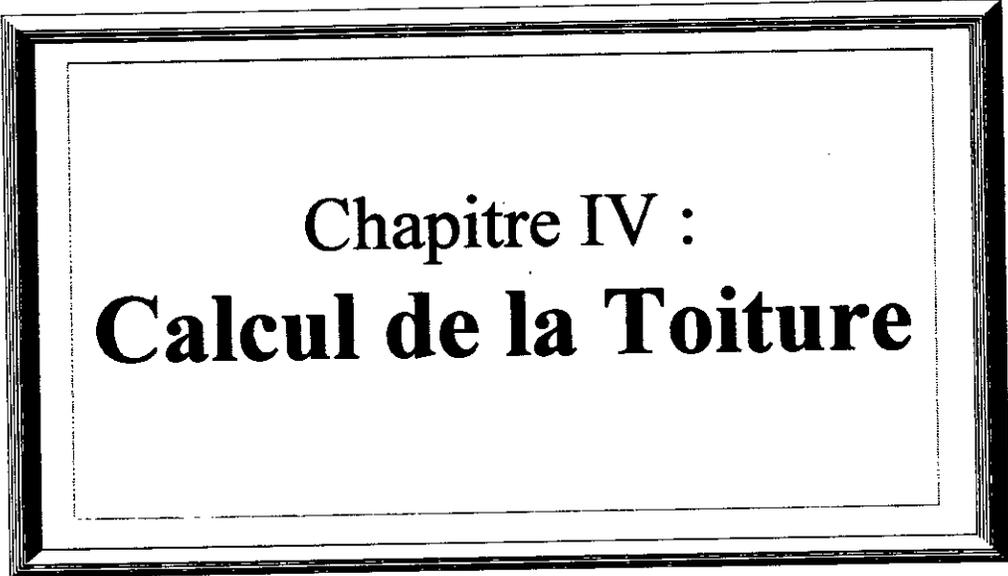
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{-----} > 0,036 \geq 0,062 \quad (NV)$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées ce qui implique que le calcul de la flèche est indispensable.

□ Calcul de la flèche :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + (0,5)\text{cm} = 12\text{mm}$$

M _{ser} [KN.m]	A [cm ²]	ρ	ρ ₁	β ₁	σ _s [Mpa]	μ	λ _t	λ _v
2,964	2,51	0,00114	0,114	0,945	56,8	<0	18,42	7,37
y _G (cm)	I ₀ [cm ⁴]	I _f [cm ⁴]	I _{f,v} [cm ⁴]	f _t [mm]	f _v [mm]	Δf (mm)	f̄ [mm]	Δf ≤ f̄
12,64	133555,83	133555,83	133555,83	0,34	1,01	0,67	12	(CV)



Chapitre IV :
Calcul de la Toiture

IV.1. Introduction générale :

La toiture de l'ouvrage, objet d'étude, est réalisée en charpente métallique, dont la couverture est assurée par des panneaux sandwichs. Ce choix est dû à plusieurs critères, qu'on peut citer entre eux :

Portée importante : qui atteint son maximum à $L = 23.7$ m.

Minimiser le poids revenant aux éléments porteurs.

Facilité de mise en place.

IV.1.1. Généralité :

Une charpente métallique est composée de différentes pièces, profilés, plaques, tôles... etc. La résistance des matériaux nous permet de déterminer la répartition des efforts entre ces pièces. L'assemblage de ces dernières doit résister à toutes les sollicitations auxquelles il est soumis et ceci dans toutes les hypothèses de charge, ce qui rend le calcul manuel très pénible.

Les constructions métalliques sont très largement utilisées dans le bâtiment et ouvrages les plus divers. Elles forment soit un système de barres, soit un système de coques.

IV.1.1.1. Avantages et inconvénients des constructions métalliques :

a) Avantages :

Parmi les avantages des constructions métalliques, on peut citer :

- La capacité portante remarquable dans les différents cas de charges : traction, compression, flexion...
- La bonne fiabilité des constructions, assurée par les propriétés mécaniques homogènes de l'acier.
- L'imperméabilité aux gaz et à l'eau.
- L'industrialisation posée, permise par la confection des éléments de construction en usine et leur assemblage mécanisé sur chantier.
- L'interchangeabilité parfaite des constructions en acier.
- La possibilité de récupérer le matériau d'une construction mise hors d'état.

b) Inconvénients :

Le principal inconvénient des constructions en aciers est la corrosion ainsi que leur conductivité thermique.

IV.1.2. Principaux éléments d'une construction métallique :

Quelle que soit la force d'un ouvrage et le genre de couverture qu'il doit supporter, il est constitué d'un certain nombre de pièces qui ont toujours la même destination depuis celle de petite portée, pourtant directement la couverture jusqu'au pièce maîtresse.

Parmi les principaux éléments d'une construction métallique, on distingue :

Les éléments de la couverture : panne, panneaux, chevrons...etc. Dans notre cas la couverture est assurée par des panneaux sandwichs.

Les fermes.

Les portiques.

IV.1.3. Caractéristiques générales de la toiture :

La toiture se trouve à une hauteur de 22.1 m du sol, sa hauteur propre est de 3.5 m. elle présente six (6) versants de différentes forme contenant, par raison de symétrie, quatre (4) pentes au total.

Versant	Pente		Plus grande dimension (m)
Versant I	11.09°	19.60 %	18
Versant II	16.22°	29.09 %	12.5
Versant III	22°	40.40 %	16
Versant IV	15.23°	27.26 %	16

Habillage de la toiture :

la couverture est assurée par des panneaux sandwich, dont la porté peut aller jusqu'à 3 m.

IV.2. Calcul des pannes :

IV.2.1. Introduction :

Les pannes sont des pièces destinées à supporter les panneaux ainsi que les charges qui lui reviennent, elles se reposent sur les fermes sur les deux extrémités, ou sur une ferme d'un coté et sur un faux arbalétrier de l'autre coté.

Leur disposition dépend, d'une part, de la portée maximale possible pour les panneaux, d'autre part, par la triangulation des fermes qui les reçoivent, en plus elles doivent être

attachées aux nœuds de la triangulation des fermes afin d'éviter les flexions locales importantes dans les arbalétriers.

Remarque :

Pour des raisons pratiques, le calcul des pannes se fera pour la panne la plus défavorable, par conséquent on prend le même profilé pour les autres pannes.

La charge sismique est prise par le système portique, d'où elle n'est pas prise en considération.

IV.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Couverture (panneaux sandwichs) : portée de 1.6 m	15 Kg/m ² .
Plafond suspendu et accessoires :	05 Kg/m ² .
Poids propre de la panne (selon le choix du profilé) : IPE 180	18.8 Kg/m.

Caractéristiques générales du profilé IPE 180 : longueur L = 8 m.

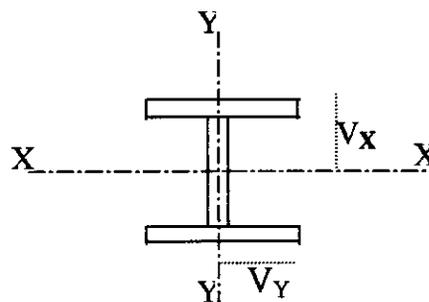
Surface : $A = 23.9 \text{ cm}^2$.

Moments d'inertie : $I_X = 1317 \text{ cm}^4$.

$I_Y = 101 \text{ cm}^4$.

$(I_X / V_X) = 77.3 \text{ cm}^3$

$(I_Y / V_Y) = 12.3 \text{ cm}^3$

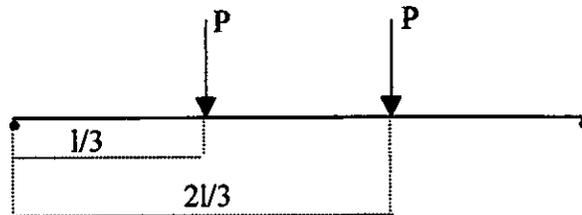


Élément	Charge (daN/m ²)	Charge (daN/m)
Panneaux	15	24
Plafond et accessoires	5	80
Pannes	/	18.8
Somme (C _p)	/	50.8

b) Surcharge d'entretien :

Elle est considérée comme étant une charge concentrée de 100 Kg (toute les 1/3, selon D.T.U).

$$M_E = pl/3$$



c) Surcharges climatiques :

Les valeurs des charges climatiques (Neige et vent), sont fixés par le règlement « *Neige et Vent 65* » qui nous donne aussi les méthodes d'évaluation des efforts correspondants sur l'ensemble d'une structure ou sur ces différentes parties.

La vérification des surcharges climatiques doit être :

Sous l'action des surcharges normales.

Sous l'action des surcharges extrêmes.

Cette vérification de l'ensemble de la construction ou d'un élément quelconque doit être conduite conformément aux règles concernant le matériau utilisé.

1) La Neige :

Les valeurs des surcharges en daN (Kg) par m² de projection horizontale sont données en fonction de la région et de son altitude.

$$N_{\text{normal}} = 20 \text{ Kg/m}^2.$$

$$N_{\text{extrême}} = \frac{5}{3} N_{\text{normal}} = 33.33 \text{ Kg/m}^2.$$

2) Le Vent :

Un vent d'une vitesse V (m/s) exerce sur une paroi plane, perpendiculaire à la direction

du vent, une pression $q = \frac{V^2}{16}$ (Kg/m²) appelée pression dynamique.

On est dans un site situé dans la région II :

q_n : la pression dynamique de base normale.

$$q_n = 85 \text{ Kg/m}^2.$$

q_e : la pression dynamique de base extrême.

$$q_e = 149 \text{ Kg/m}^2.$$

Modification des pressions dynamiques de base :

- Effet de la hauteur :

$$\frac{q_H}{q_n} = 2.5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

avec $H = 22.1 \text{ m}$.

On aura donc : $q_n = 104 \text{ Kg/m}^2$.

- Effet de site :

Site normal : $K_s = 1$ d'après (N.V ART 1.242)

- Effet de masque :

Site normal : $K_m = 1$ d'après (N.V ART 1.243)

- Effet de dimensions :

plus grande dimension de la face considérée : $L = 16 \text{ m}$.

d'après l'abaque (R III.2 N.V) $\delta = 0.81$

la pression dynamique sera donc :

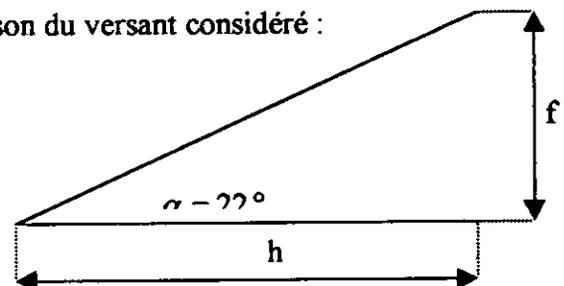
$$q_N = q_n \cdot K_s \cdot K_m \cdot q_n \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$$

$$q_N = 84.07 \text{ daN/m}^2.$$

*) Evaluation des surcharges en tenant l'inclinaison du versant considéré :

$$\alpha = 22^\circ \Rightarrow i = 0.04$$

$$\frac{h}{a} = \frac{22.1}{16} = 1.375 \Rightarrow \gamma_0 = 1$$



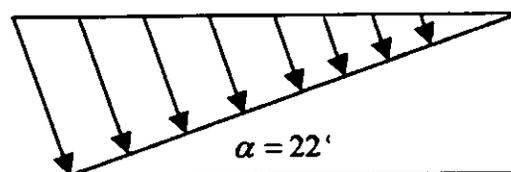
d'après l'abaque (R III.7 N.V 65) : $C = 0.34$

d'où :

$$V_N = 28.58 \text{ daN/m}^2.$$

$$V_{Ext} = 7/4 q_N.$$

$$V_{Ext} = 50.02 \text{ daN/m}^2$$



On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$30 \leq V_n \leq 170$$

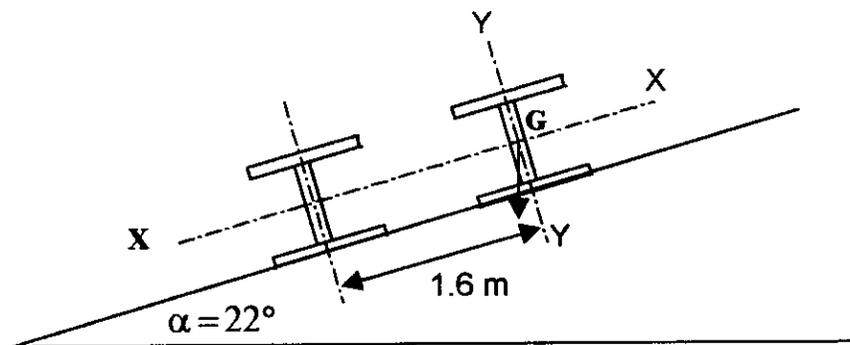
$$52.5 \leq V_{ext} \leq 297.5$$

donc on prend les valeurs minimales des pressions dynamiques :

$$V_N = 30 \text{ daN/m}^2.$$

$$V_{Ext} = 52.5 \text{ daN/m}^2.$$

IV.2.3. Evaluation des contraintes:



Charge uniforme: $M = \frac{ql^2}{8}$

$$\sigma_X = \frac{M \cos \alpha}{I_X / V_X}$$

$$\Rightarrow \sigma = \sigma_X + \sigma_Y$$

$$\sigma_Y = \frac{M \sin \alpha}{I_Y / V_Y}$$

Les différentes contraintes sont données dans le tableau suivant:

Charges	P (daN/mm ²)	M (daN.m)	σ_x (daN/mm ²)	σ_y (daN/mm ²)	σ (daN/mm ²)
C _p	50.8	406.4	2.58	6.86	9.44
N _N	32	256	1.63	4.32	5.95
N _{Ext}	53.3	426.4	2.71	7.2	9.91
V _N	48	384	2.44	0	2.44
V _{Ext}	84.3	674.4	4.28	0	4.28
P _e	/	266.6	1.69	4.5	6.19

IV.2.4. Combinaisons des charges :

Les différentes combinaisons de charges (prises en compte) prescrites par les règles de CM66 sont classées dans le tableau suivant :

Combinaison	Contrainte (daN/mm ²)	Remarque
4/3 C _p + 3/2 N _n	21.51	Vérification de résistance
4/3 C _p + 3/2 V _n	16.25	/
4/3 C _p + 17/12 (N/2 + V)	20.26	/
C _p + N _{Ext}	19.35	/
C _p + V _{Ext}	13.72	/

D'après les résultats précédents, on remarque que le maximum est obtenu par la combinaison suivante :

$$4/3 C_p + 3/2 N_n \text{ soit : } \sigma = 21.51 \leq \sigma_e = 24 \quad (\text{daN/mm}^2)$$

Condition vérifiée de point de vue résistance.

Vérification de la flèche :

Dans la justification de calcul relatif au déformation, on prend en compte toutes les sollicitations sans majoration (charges non pondérées).

On admet une flèche admissible donnée par la relation :

$$\bar{f}_x = \bar{f}_y = \frac{1}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm.}$$

$$q = C_p + V_{Ext} = 50.8 + 84.3 = 135.1 \text{ daN/m}$$

$$\begin{cases} q_X = 125.26 \text{ daN/m} & C_p + V_{\text{Ext}} \\ q_Y = 39 \text{ daN/m} & C_p + N_{\text{Ext}} \end{cases}$$

$$f_X = \frac{5 \cdot q_X \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_X} \Rightarrow I_X \geq \frac{5 \cdot q_X \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot \bar{f}_X} = 69 \text{ cm}^4$$

$$f_Y = \frac{5 \cdot q_Y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_Y} \Rightarrow I_Y \geq \frac{5 \cdot q_Y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot \bar{f}_Y} = 21.67 \text{ cm}^4$$

Condition vérifiée pour le profilé choisi (IPE 180).

Vérification au cisaillement :

$$\tau = \text{Max}(\tau_x, \tau_y) < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \frac{\sigma_e}{1.54} = 15.58 \text{ daN/mm}^2$$

d'après des règles (CM66) :

$$\frac{A_{\text{semelle}}}{A_{\text{tot}}} > 15\% \quad \text{C.V}$$

$$\text{donc : } \tau_X^{\text{max}} = \frac{T_X}{A_a}$$

$$T_X = \frac{ql}{2} = 27.85 \text{ daN}$$

$$A_a = (h - 2e_s) \cdot a$$

$$A_a = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$\tau_X = 7.67 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_Y = \frac{T_Y \cdot S}{2 \cdot e_s \cdot I_Y}$$

$$S = 2 \cdot \frac{(b-a)}{2} \cdot e \left(\frac{b-a}{4} + \frac{a}{2} \right)$$

$$S = 4.268 \text{ cm}^2$$

$$\tau_Y = 0.1 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_Y < \bar{\tau} \quad \text{C.V}$$

vérification du Déversement :

la semelle supérieure ne risque pas de se déverser, puisqu'elle est entretoisée par la couverture (par le système de fixation).

Mais la semelle inférieure peut être comprimée sous l'effet du soulèvement dû au vent et risque de se déverser, n'étant pas entretoisée.

- *calcul de la contrainte de non-déversement :*

$$\sigma_d = 40.000 \cdot \frac{I_y}{I_x} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

avec : $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/mm}^2$

calcul des coefficients de dimensions de la pièce :

le coefficient D :

il est fonction de dimension de la pièce :

$$D = \sqrt{1 + \frac{4 \cdot G}{\pi^2 \cdot E} \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{I^2}{h^2}} \quad ; \quad G = 0,385$$

d'où :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{I^2}{h^2}}$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{4,9 \cdot (800)^2}{101 \cdot (18)^2}}$$

$$D = 3,994$$

où : J : Moment d'inertie de torsion

h : Hauteur de la section.

I : Longueur de flambement.

I_y : Moment d'inertie à l'axe y-y.

le coefficient C :

Il est fonction du niveau d'application des charges.

Dans notre cas : $C=1,132$.

le coefficient B :

La semelle qui se risque de se déverser, c'est la semelle inférieure de la panne (pas d'encastrement dans les deux plans, charge uniformément répartie $\beta = 1$).

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} + 0,405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}$$

$$B = 1,153.$$

$$\sigma_d = 40.000 \cdot \frac{15,9}{171} \cdot \frac{10^2}{(420)^2} \cdot (4,476 - 1) \cdot 1,107 \times 1,132$$

$$\sigma_d = 6,07 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_d < \sigma_e = 24 \text{ (daN/mm}^2\text{)}$$

Donc il faut faire la vérification au déversement :

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{h} \cdot \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_0 = 242,843 \quad \text{à partir de tableau} \quad K_0 = 6,072$$

le coefficient de déversement " K_d "

$$K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (K_0 - 1)} \quad K_{d0} = 2,987$$

$$K_d = \sup \left(\frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (K_0 - 1)} ; 1 \right)$$

$$\text{D'où :} \quad K_{d0} = 2,987$$

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C-1}{5 \cdot K_{d0}}$$

$$\text{tel que :} \quad C = \sqrt{\frac{3}{1 + \alpha + \alpha^2 - 0,152 \cdot (1 - \alpha)^2}} \quad \text{avec :} \quad \alpha = \frac{M_q}{M_E}$$

$$K_d = 2,177$$

$$\sigma_f = \frac{M.V}{I}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = 13288.57 \text{ DaN.m}$$

$$\sigma_f = 10,09 \text{ daN/mm}^2$$

On doit vérifier que : $K_d \cdot \sigma_f \leq \sigma_e$

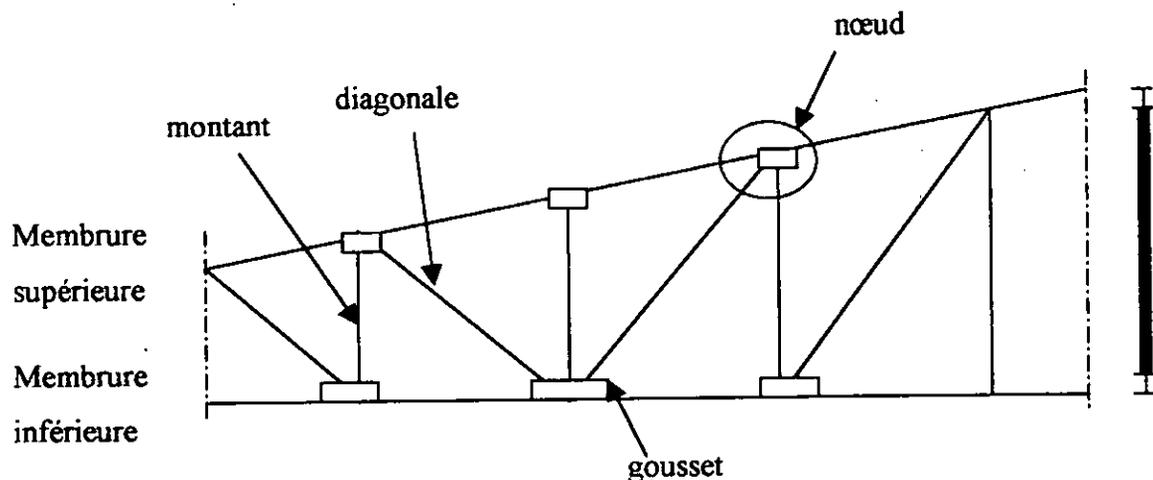
$$K_d \cdot \sigma_f = 21.36 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{C.V.}$$

Donc le choix (IPE 180) est satisfaisant.

V.3. la ferme principale :

V.3.1. Généralité :

Une ferme est composée de deux membrures, dont le rôle est analogue à celui des ailes d'un profilé laminé en double té (reprendre le moment de flexion), et d'un réseau de barres comprimées ou tendues (les diagonales et les montants) qui équilibrent l'effort tranchant tout en servant à l'introduction des forces concentrées. La ferme représente en général la solution la plus légère pour la réalisation d'un élément fléchi d'une portée supérieure à environ 20 m.



Principe et terminologie des différents éléments d'une ferme.

Hypothèse de calcul :

Les hypothèses qui sont en général fait pour le calcul des fermes sont les suivantes :

- Les nœuds sont considérés comme des articulations parfaites.

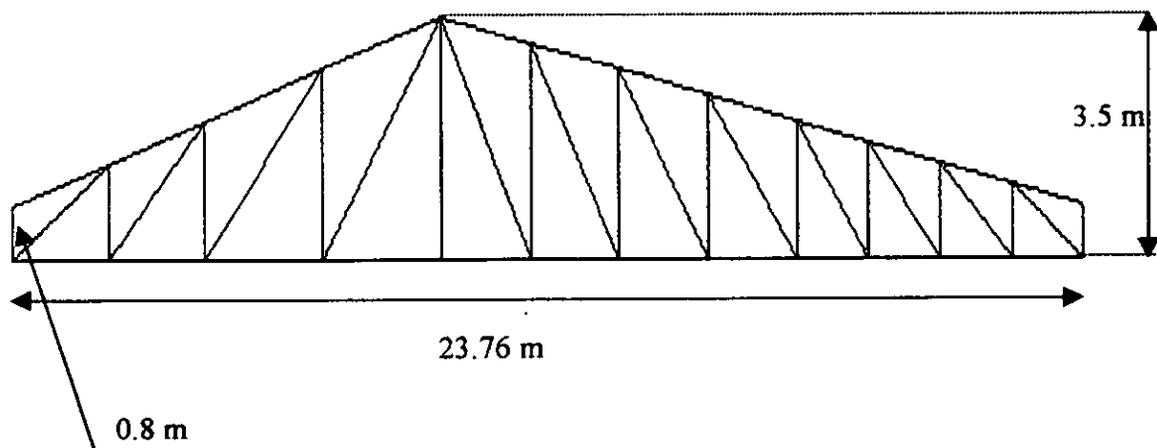
- Les axes des barres sont courants aux nœuds.
- Les barres sont des éléments droits entre chaque nœud.
- Les charges sont appliquées au droit des nœuds.

Ces hypothèses servent à simplifier le calcul afin de n'avoir que les barres sollicitées par des efforts normaux. Même s'il est maintenant possible de tenir compte, avec les outils informatiques actuellement à disposition, de l'influence du non-respect de ces hypothèses, on s'efforcera dans la mesure du possible de faire concorder la théorie à la réalité. Le non-respect des hypothèses ci-dessus peut en effet introduire dans la ferme des moments de flexion (efforts dits secondaires).

Les fermes principales supportants la toiture comporte deux versants sur lesquels s'appuient les pannes.

Les efforts dans les barres des fermes sont calculés pour les cas des charges verticales en supposant les fermes reposantes librement sur deux appuis à leurs extrémités. Par contre en réalité les fermes sont appuyées sur deux poteaux encastrés à leurs bases et solidarisée aux deux têtes des poteaux par des assemblages supposés comme articulés. Le système est donc hyperstatique, mais il convient à calculer avec l'hypothèse que les efforts horizontaux se répartissent sur les deux poteaux proportionnellement à leurs raideurs.

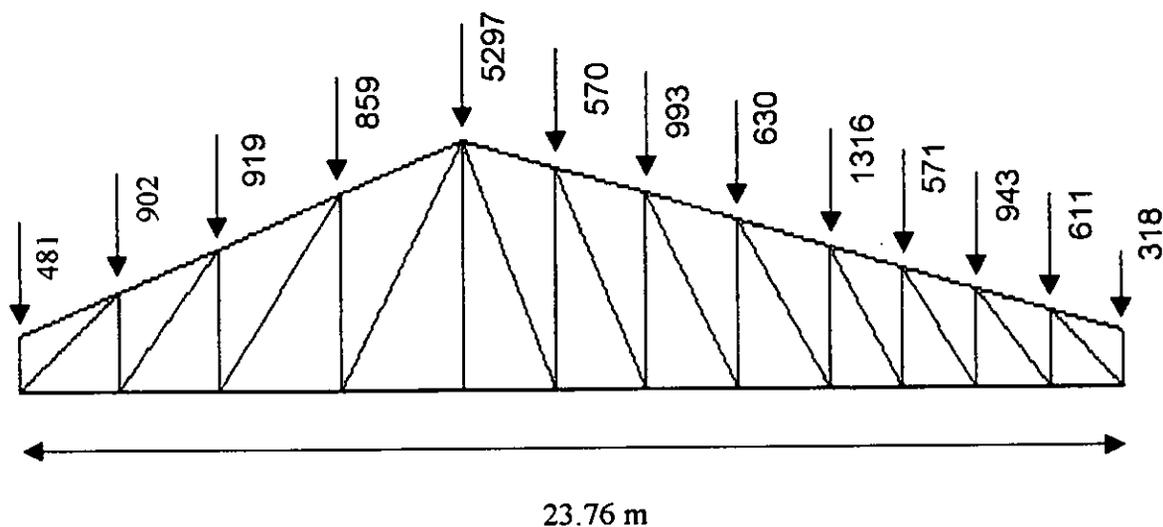
La prise en compte des efforts d'encastrement sur les poteaux n'intervient que pour la stabilité au vent.

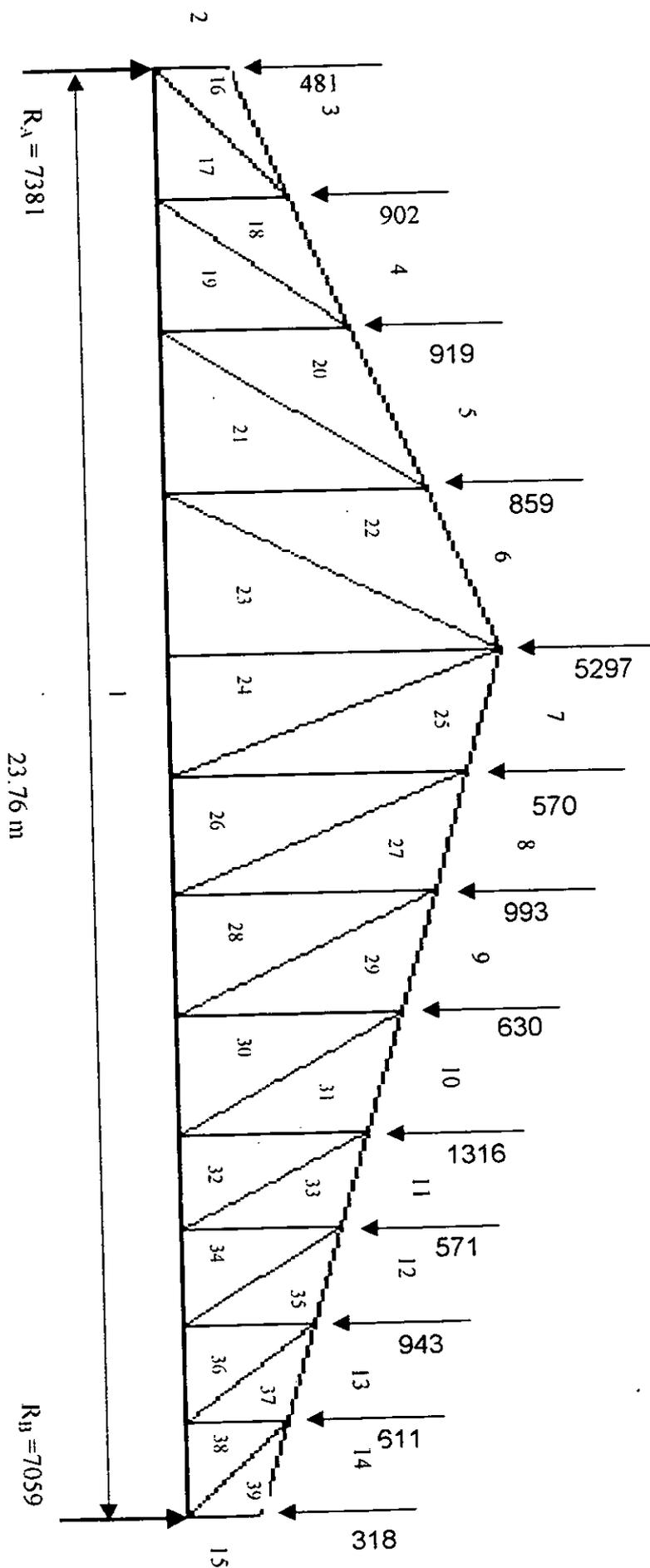


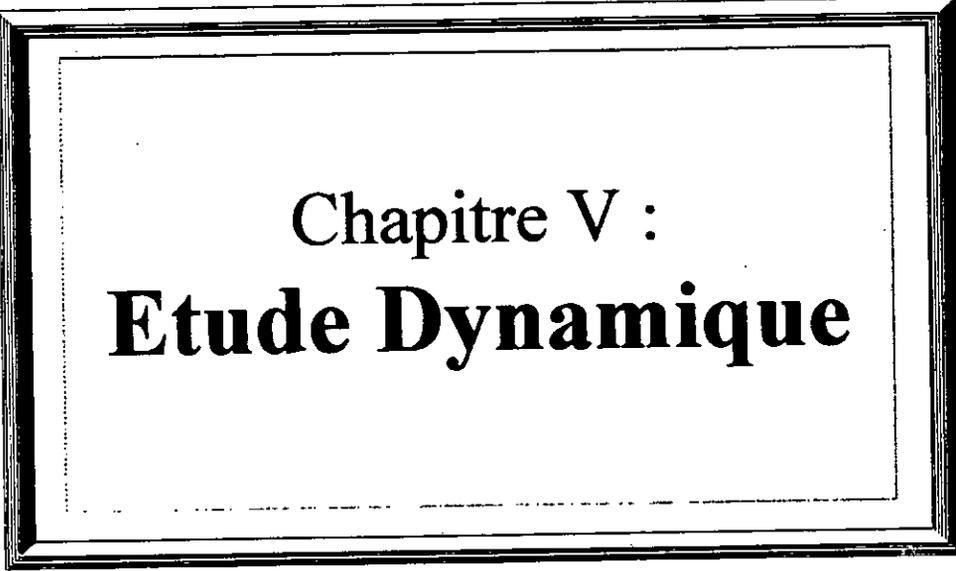
Evaluation des charges extérieures :

Les différentes charges prises en compte sont résumées dans le tableau suivant :

Charge						Composition
Nœud	Cp	Nn	Vn	Next	Vext	$4/3Cp+3/2Vn$
1	175	110	164	183	287	481
2	328	220	330	367	578	932
3	316	221	332	368	581	919
4	290	210	315	350	551	859
5	2050	1313	1970	2188	3447	5297
6	200	135	203	225	355	570
7	340	240	360	400	630	993
8	221	149	224	248	392	630
9	454	316	474	527	830	1316
10	209	130	195	217	341	571
11	336	220	330	367	578	943
12	224	139	209	232	366	611
13	120	70	104	116	182	318







Chapitre V :
Etude Dynamique

V.1. Introduction :

Pour résoudre n'importe quel problème d'une structure dans l'étude dynamique, il est nécessaire de connaître en premier lieu les caractéristiques dynamiques et géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique pouvant augmenter les déformations.

V.2. Etude dynamique :

- Le logiciel SAP90 utilisé en analyse dynamique :
- L'analyse pseudo statique. (steady state analysis).
- L'analyse des vecteurs propres (eigen vecteur analisis)
- L'analyse par le vecteur de RITZ (RITZ vector analysis).
- L'analyse spectrale (réponse spectrum analysis).
- L'analyse temporelle (time history analysis).

Nous mènerons notre étude dynamique par l'analyse spectrale qui basée sur la méthode de superposition modale.

V.2.1. Spectre de réponse :

Le spectre de réponse d'un mouvement sismique est une courbe représentant la relation entre la réponse maximale d'un système à un degré de liberté au sol et les périodes de vibration de ce système.

L'intérêt de ce spectre est de permettre par une simple lecture d'évaluer le déplacement maximum d'un auxiliaire quelconque et donne les efforts maximaux.

V.2.2. Choix du spectre de réponse :

Dans le cadre de cette étude nous avons choisi d'utiliser le spectre de réponse réglementaire du RPA88. Ce spectre est donné sous forme de courbe liant le facteur de type d'amplificateur dynamique « D » à la période « T » de la structure et fonction du type de sol (ferme ou meuble) et de facteur d'amortissement ξ .

L'annexe V du RPA donne les hypothèses et procédures du calcul en analyse dynamique le spectre de réponse et des paramètres caractérisants la réponse sont injecter sous forme de fichiers de données appeler : SPEC. dans ce fichier sont préconiser les données suivantes :

- Le sens de l'action sismique caractérisé par son angle par rapport à l'axe XX ($A = 27,65^\circ$)
- le coefficient d'amortissement ($\xi = 10\%$)

- le facteur multiplicatif (Scale Factor) ($S = A \cdot B \cdot Q \cdot G$) avec les paramètres ci-dessous ayant les significations suivantes :

A = coefficient d'accélération du sol dans une zone donnée et pour une classe de construction donnée « $A = 0,25$ ».

B = facteur de comportement de la structure ; il dépend du type de contreventement. « $B = 0,25$ »

Q = facteur de qualité, il est fonction de l'hyperstaticité de la structure, de sa symétrie en plan, de sa régularité en élévation et du contrôle en cours de construction « $Q = 1,25$ ».

G = est l'accélération de gravité « $G = 9,81 \text{ m/s}^2$ »

V.3. Modélisation de la structure :

V.3.1. Introduction :

Lors d'une analyse sismique l'essentiel est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réel à étudier aussi le modèle ainsi choisi doit représenter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure .

V.3.2. choix du modèle mathématique :

Le logiciel STAAD.III préconise (03) modèles fondamentaux :

- Modèle du nœud maître (modélisation par console)
- Modèle de plaque.
- Modèle de diagonales .

Le modèle retenu pour notre structure sera le premier (nœud maître) c'est un système à masses concentrées au niveau des planchers soient les masses : $m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n$ accrochées à une tige d'inertie variable ou constante de la masse négligeable .

V.3.3. Notion du nœud maître :

Suite à la concentration de la masse du planché au niveau du centre de la masse calculé, le nœud maître coïncide avec le centre de masse du plancher. Le mouvement du planché est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même planché sont entraînés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.



Chapitre VI :
**Calcul des
Sollicitations et
Ferrailage des
Portiques**

VI.1. Calcule des sollicitations :

VI.1.1. Introduction :

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique ; à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci - dessous:

Notation :

G: Sollicitation due à la charge permanente.

Q: Sollicitation due aux surcharges d'exploitation .

E: Sollicitation due aux séismes

VI.1.2. Différentes combinaisons :

Pour la détermination des sollicitations (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) aux quelles une construction est soumis, on utilise les combinaisons d'actions définies ci-après

a- Combinaison d'action considérée pour L'ELE :

□ Situation durable :

$$1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T..[4]$$

□ Situation accidentelle :

$$0,8 G + E [3]$$

$$0,8 G - E..... [3]$$

$$G + Q + E.. [3]$$

$$G + Q - E.. [3]$$

$$G + Q + 1,2 E [3]$$

$$G + Q - 1,2 E [3]$$

b- Combinaison d'actions considérées pour L'ELS :

$$G + Q [4]$$

$$G + 1,5Q + 0,6 T..... [1]$$

VL1.3. Sollicitation obtenues :

Après une exécution par le programme STAAD.III pour toutes les combinaisons citées ci-dessous les efforts maximums sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

1- Les poteaux :**1-1- Etat limite ultime et RPA 88 :****A- Poteau circulaire (D=70cm) :**

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	45	2344,03	70,23	679,21	103,33	207,41	2154,29
0,00 → 8,84	111	1885,06	38,31	517,74	214,09	267,51	949,98
8,84 → 13,26	190	1411,48	112,87	358,20	129,84	240,99	1382,46
13,26 → 17,68	234	981,34	128,45	257,34	247,51	368,83	451,08
17,68 → 22,10	278	499,34	324,93	178,87	237,78	381,61	471,94

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	45	2344,03	7,79	679,21	106,72	207,41	1236,33
0,00 → 8,84	111	1885,06	4,22	517,74	206,83	246,98	949,98
8,84 → 13,26	190	1411,48	11,18	358,20	87,52	119,07	1382,46
13,26 → 17,68	234	981,34	9,50	257,34	361,50	434,57	451,08
17,68 → 22,10	278	499,34	26,68	178,87	264,49	350,11	471,94

B- Poteau carrée intermédiaire(45 x 45) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	55	2339,00	0,43	905,21	82,82	99,84	1697,14
0,00 → 4,42	118	2003,87	5,62	779,94	310,78	378,84	1457,97
4,42 → 11,05	148	1270,15	15,76	495,06	130,58	160,11	920,42

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	55	2339,00	11,23	905,21	85,17	114,16	1697,14
0,00 → 4,42	118	2003,87	10,32	779,94	325,43	381,23	1457,97
4,42 → 11,05	148	1270,15	8,01	495,06	38,72	46,35	920,42

C- Poteau rectangulaire intermédiaire (80 x 40) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	71	3827,51	19,86	524,24	493,83	596,62	1347,82
0,00 → 4,42	129	3401,54	17,31	329,13	711,11	874,80	3917,49
4,42 → 8,84	159	3481,38	208,08	85,48	397,42	715,25	3812,18
8,84 → 13,26	200	2101,93	103,62	729,50	276,87	363,24	128,75
13,26 → 17,68	248	1860,30	460,79	678,98	362,46	667,22	1547,88
17,68 → 22,10	292	848,13	1389,17	385,82	845,06	1439,06	698,20

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	71	3827,51	45,99	524,24	119,38	155,41	1347,82
0,00 → 4,42	129	3401,54	20,86	329,13	293,49	374,27	3917,49
4,42 → 8,84	159	3481,38	42,63	85,48	83,66	108,44	647,36
8,84 → 13,26	200	2101,93	60,32	729,50	66,34	126,37	1817,53
13,26 → 17,68	248	1860,30	40,34	678,98	148,66	179,90	1144,31
17,68 → 22,10	292	848,13	107,86	385,82	178,55	223,93	545,05

D- Poteau circulaire intermédiaire (D=90 cm) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	83	9285,26	137,49	4449,51	56,21	107,72	6749,08
0,00 → 4,42	136	8648,26	1220,97	4185,64	550,49	893,75	6287,00
4,42 → 11,05	166	6281,09	628,52	3121,65	273,33	461,91	4578,33
11,05 → 13,26	206	5563,74	1545,90	2795,79	687,91	1123,91	458,43
13,26 → 22,10	254	3528,29	726,16	1880,83	327,07	528,70	2587,31

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-3,60 → 0,00	83	9285,26	239,86	4449,51	106,01	178,45	6744,16
0,00 → 4,42	136	8648,26	795,59	4185,64	346,52	583,27	6290,81
4,42 → 11,05	166	6281,09	535,90	3121,65	236,65	389,08	4577,00
11,05 → 13,26	206	5563,74	171,55	2795,79	88,36	126,91	458,88
13,26 → 22,10	254	3528,29	4127,89	1880,83	2188,10	3025,62	2587,31

E- Poteau circulaire (D=60cm) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-8,30 → 0,00	1	879,49	23,71	338,17	11,22	22,95	699,72

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-8,30 → 0,00	1	879,47	28,16	338,17	41,09	54,32	570,90

F- Poteau en V :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-6,20 → -2,70	26	681,82	3,67	292,34	2,17	3,33	486,80

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-6,20 → -2,70	26	681,82	8,42	292,34	3,33	6,78	496,37

G- Poteau rectangulaire de rive (80 x 40) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-6,20 → -1,80	13	1899,52	32,40	944,11	75,63	100,81	1300,93
-1,80 → 4,42	93	1458,44	27,34	786,86	218,61	267,15	1043,27
4,42 → 8,84	171	1310,53	30,82	701,02	221,17	270,10	935,18
8,84 → 13,26	211	1161,92	101,28	615,75	244,13	303,12	827,79
13,26 → 17,68	259	1010,54	417,55	527,88	240,80	346,66	776,33
17,68 → 22,10	301	858,36	2206,44	439,31	132,70	1805,13	605,71

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-6,20 → -1,80	13	1899,52	0,29	944,11	12,35	15,32	1487,18
-1,80 → 4,42	93	1458,44	4,38	786,86	25,29	30,56	1043,27
4,42 → 8,84	171	1310,53	14,03	701,02	85,35	116,81	993,52
8,84 → 13,26	211	1161,92	12,88	615,75	54,64	76,82	880,91
13,26 → 17,68	259	1010,54	34,30	527,88	169,49	205,06	717,24
17,68 → 22,10	301	858,36	141,95	439,31	247,92	309,27	605,71

H- poteau circulaire de rive(D=90 cm) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-6,20 → -2,70	25	3416,78	836,27	1730,41	290,00	666,63	2582,12
-2,70 → 4,42	91	2596,02	419,81	1366,22	250,33	394,28	1834,22
4,42 → 8,84	175	2417,69	148,92	1272,59	166,14	361,62	1837,38
8,84 → 13,26	215	2267,64	198,41	1200,94	168,98	301,41	1704,60
13,26 → 17,68	263	2124,25	985,65	1129,11	667,85	895,57	1538,24
17,68 → 22,10	305	1973,99	4202,43	1087,50	2382,63	3304,03	1490,92

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-6,20 → -2,70	25	3416,78	13,86	1730,41	136,14	165,49	2582,12
-2,70 → 4,42	91	2596,02	32,71	1366,22	314,26	384,08	1834,22
4,42 → 8,84	175	2417,69	7,49	1272,59	411,44	502,53	1716,86
8,84 → 13,26	215	2267,64	110,18	1200,94	426,34	524,83	1627,22
13,26 → 17,68	263	2124,25	235,42	1129,11	593,85	724,19	1580,80
17,68 → 22,10	305	1973,99	3058,55	1087,50	1847,49	2537,22	1490,30

J- Poteau circulaire de coin (D = 1 m) :

Plan (1-2)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-5,20 → -1,50	37	1533,08	80,57	372,24	200,76	252,52	519,16
-1,50 → 4,42	103	1179,70	75,48	188,03	492,70	605,18	258,83
4,42 → 8,84	185	942,25	42,49	80,17	532,43	661,53	1273,17
8,84 → 13,26	225	727,01	138,50	1,23 (t)	550,75	853,51	1057,89
13,26 → 17,68	273	495,83	776,35	52,47 (t)	766,22	1148,42	758,69
17,68 → 22,10	315	317,72	793,34	30,64 (t)	505,75	677,83	27,96(t)
22,10 → 27,80	322	144,34	297,74	17,57 (t)	221,64	535,84	286,19

Plan (1-3)							
Niveau	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
-5,20 → -1,50	37	1533,08	1,16	372,24	190,40	229,90	1747,79
-1,50 → 4,42	103	1179,70	1,30	188,03	273,67	328,53	258,83
4,42 → 8,84	185	942,29	1,39	80,17	315,51	378,98	123,07
8,84 → 13,26	225	727,01	8,86	1,23 (t)	342,38	411,21	19,33
13,26 → 17,68	273	495,83	9,45	52,47 (t)	159,41	191,79	50,59 (t)
17,68 → 22,10	315	317,72	27,42	30,64 (t)	860,47	134,45	27,96 (t)
22,10 → 27,80	322	144,34	32,19	17,57 (t)	858,12	1031,94	13,20 (t)

1.2. Etat limite de service :

A- Poteau circulaire (D = 70 cm) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3.60 → 0.00	45	1695,41	50,27	58,15	1879,51	77,46
0.00 → 8.84	111	1364,64	27,28	32,23	1507,29	55,81
8.84 → 13.26	190	1023,18	81,64	90,48	1123,78	91,66
13.26 → 17.68	234	713,75	95,56	93,70	772,99	177,66
17.68 → 22.10	278	366,26	237,50	251,86	382,56	158,38

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3.60 → 0.00	45	1695,41	50,27	6,45	1879,51	77,46
0.00 → 8.84	111	1364,64	27,28	3,54	1507,29	55,81
8.84 → 13.26	190	1023,18	81,64	9,00	1123,78	91,66
13.26 → 17.68	234	713,75	95,56	6,78	772,99	177,66
17.68 → 22.10	278	366,26	237,50	20,82	382,56	158,38

B- Poteau carré intermédiaire (45 x 45) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3,60 → 0,00	55	1674,81	0,32	0,32	1934,84	45,66
0,00 → 4,42	118	1435,72	3,95	4,91	1654,53	175,08
4,42 → 11,05	148	909,76	11,25	13,18	1049,68	48,29

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3,60 → 0,00	55	1674,81	11,23	7,91	1934,84	45,66
0,00 → 4,42	118	1435,72	7,46	8,29	1654,53	175,08
4,42 → 11,05	148	909,76	5,85	6,24	1049,68	48,29

C- Poteau rectangulaire intermédiaire (80 x 40) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3,60 → 0,00	71	2764,81	14,32	16,11	3081,55	216,71
0,00 → 4,42	129	2460,60	12,48	14,03	2726,39	356,64
4,42 → 8,84	159	2229,77	148,12	175,19	2476,06	251,90
8,84 → 13,26	200	1523,14	56,74	84,22	1675,45	133,56
13,26 → 17,68	248	1346,09	324,16	401,39	1489,68	256,06
17,68 → 22,10	292	621,63	1016,34	1073,38	651,42	481,94

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{net} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{net} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3,60 → 0,00	71	2764,81	32,81	38,46	3081,55	216,71
0,00 → 4,42	129	2460,60	14,68	18,16	2726,39	356,64
4,42 → 8,84	159	2229,77	42,63	34,34	2476,06	251,90
8,84 → 13,26	200	1523,14	44,18	46,43	1675,45	133,56
13,26 → 17,68	248	1346,09	29,81	30,12	1489,68	256,06
17,68 → 22,10	292	621,63	78,83	83,62	651,42	481,94

D- Poteau circulaire intermédiaire (D =90 cm) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{net} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{net} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3,60 → 0,00	83	6746,62	99,54	109,92	7337,70	93,30
0,00 → 4,42	136	6288,91	881,52	984,59	6816,34	378,42
4,42 → 11,05	166	4577,67	454,00	506,06	4915,12	108,73
11,05 → 13,26	206	4058,66	1115,74	1247,92	4340,50	393,60
13,26 → 22,10	254	2587,30	525,34	581,84	2705,42	696,27

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{net} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{net} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-3,60 → 0,00	83	6746,62	239,86	165,63	7337,70	93,30
0,00 → 4,42	136	6288,91	795,59	574,61	6816,34	378,42
4,42 → 11,05	166	4577,67	386,60	433,24	4915,12	108,73
11,05 → 13,26	206	4058,66	124,33	142,94	4340,50	393,60
13,26 → 22,10	254	2587,30	3025,46	3170,54	2705,42	696,27

E- Poteau circulaire (D = 60 cm) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-8,30 → 0,00	1	635,31	17,06	19,33	708,06	10,06

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-8,30 → 0,00	1	635,31	20,38	22,56	708,06	10,06

F- Poteau en V :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-6,20 → -2,70	26	491,59	2,65	2,97	552,18	9,4

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{set} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{set} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-6,20 → -2,70	26	491,59	6,10	6,71	552,18	9,4

G- eau rectangulaire de rive (80 x 40) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{act} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{act} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-6,20 → -1,80	13	1394,06	22,94	27,70	1452,52	40,92
-1,80 → 4,42	93	1073,83	19,41	23,19	1103,05	61,59
4,42 → 8,84	171	964,35	22,28	24,79	993,20	120,24
8,84 → 13,26	211	854,35	74,19	77,94	882,85	125,46
13,26 → 17,68	259	742,29	306,11	320,44	770,46	143,02
17,68 → 22,10	301	629,65	1618,08	1691,59	657,43	594,35

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{act} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{act} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-6,20 → -1,80	13	1394,06	0,22	0,19	1452,52	40,92
-1,80 → 4,42	93	1073,83	3,23	3,27	1103,05	61,59
4,42 → 8,84	171	964,35	10,10	11,40	993,20	120,24
8,84 → 13,26	211	854,35	9,56	9,46	882,85	125,46
13,26 → 17,68	259	742,29	25,09	26,52	770,46	143,02
17,68 → 22,10	301	629,65	104,26	108,13	657,43	594,35

H- Poteau circulaire de rive (D = 90 cm) :

Plan (1-2)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{act} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{act} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-6,20 → -2,70	25	2502,45	600,64	685,34	2630,68	338,28
-2,70 → 4,42	91	1909,28	301,50	344,12	1970,94	103,63
4,42 → 8,84	175	1777,14	107,49	120,20	1838,97	211,15
8,84 → 13,26	215	1665,91	145,40	152,46	1728,12	192,92
13,26 → 17,68	263	1559,52	722,56	756,54	1622,51	290,83
17,68 → 22,10	305	1448,07	3081,12	3224,19	1511,71	890,16

Plan (1-3)						
Niveau	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{net} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{net} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
-6,20 → -2,70	25	2502,45	10,22	10,44	2630,68	338,28
-2,70 → 4,42	91	1909,28	23,53	26,76	1970,94	103,63
4,42 → 8,84	175	1777,14	4,30	9,89	1838,97	211,15
8,84 → 13,26	215	1665,91	80,45	85,67	1728,12	192,92
13,26 → 17,68	263	1559,52	172,38	181,39	1622,51	290,83
17,68 → 22,10	305	1448,07	2242,60	2346,08	1511,71	890,16

Les poutres :

Etat limite ultime et RPA 88 :

□ En travée :

Sectio n	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T	0,8 G ± E	G + Q ± 1,2 E						
		N [KN]	M _{max} [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M _{max} [KN. m]	T [KN]	N [KN]	M _{max} [KN.m]	T [KN]
50x30	451	0	112,18	0	0	58,1	0	0	93,11	0
	844	0	67,10	0	0	35	0	0	49,42	0
	861	0	111,71	0	0	13,06	0	0	39,01	0
	934	0	113,85	0	0	39,73	0	0	81,56	0
70x40	459	0	151,01	0	0	-	0	0	73,66	0
	478	0	126,79	0	0	-	0	0	-	0
	490	0	209,19	0	0	372,21	0	0	432,91	0
90x45	335	0	721,76	0	0	297,39	0	0	518,84	0
	530	0	860,83	0	0	263,85	0	0	619,44	0
	623	0	917,01	0	0	433,10	0	0	676,52	0
	827	0	1495,74	0	0	848,33	0	0	1165,34	0
80x40	352	0	295,78	0	0	122,12	0	0	212,84	0
	907	0	368,10	0	0	208,69	0	0	271,54	0
140x7 0	841	0	5103,54	0	0	2904,5 1	0	0	4299,02	0
100x5 0	969	0	820,26	0	0	396,28	0	0	589,03	0
Poutre arquée 60x45	412 à 416	0	293,54	0	0	130,07	0	0	223,54	0
Nervur e 50x30	883	0	242,79	0	0	136,87	0	0	188,08	0

2-2- Etat limite du service :

□ En travée :

Section	N°	G + Q			G + 1.5 Q + 0.6 T		
		N [KN]	M _{max} [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M _{max} [KN.m]	T [KN]
50x30	451	0	79,63	0	0	95,22	0
	844	0	47,98	0	0	55,73	0
	861	0	81,81	0	0	86,02	0
	934	0	80,79	0	0	96,72	0
70x40	459	0	250,67	0	0	225,08	0
	478	0	90,88	0	0	104,55	0
	490	0	149,12	0	0	175,38	0
90x45	335	0	418,44	0	0	591,18	0
	530	0	619,36	0	0	701,67	0
	623	0	663,73	0	0	733,63	0
	827	0	1076,9	0	0	1128,96	0
80x40	352	0	212,4	0	0	242,54	0
	907	0	271,48	0	0	276,82	0
140x70	841	0	2074,94	0	0	3645,39	0
100x50	969	0	596,28	0	0	647,25	0
Poutre arquée 60x45	412 à 416	0	210,61	0	0	241,35	0
Nervure 50x30	883	0	177,91	0	0	186,62	0

□ En appui :

Section	N°	G + Q			G + 1.5 Q + 0.6 T		
		N [KN]	M _{max} [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M _{max} [KN.m]	T [KN]
50x30	451	0	-140,17	141,17	0	-165,23	168,32
	844	0	-95,33	92,06	0	-110,14	106,78
	861	0	-205,05	155,61	0	-215,90	164,11
	934	0	-143,77	143,09	0	-170,61	170,50
70x40	459	0	-95,98	192,96	0	-101,31	213,55
	478	0	-211,55	134,41	0	-242,01	154,57
	490	0	-314,14	218,95	0	-366,64	257,03
90x45	335	0	-931,44	313,17	0	-1063,68	357,63
	530	0	-896,66	421,95	0	-1018,49	478,58
	623	0	-1011,67	403,96	0	-1120,17	447,01
	827	0	-1032,27	484,89	0	-1079,93	508,27
80x40	352	0	-394,10	202,40	0	-450,01	231,28
	907	0	-423,17	216,03	0	-431,71	220,32
140x70	841	0	-1372,59	746,89	0	-1373,80	748,36
100x50	969	0	-675,17	286,31	0	-732,06	310,44
Poutre arquée 60x45	412	0	-222,03	202,49	0	-255,25	232,43
	à 416						
Nervure 50x30	883	0	-41,71	135,61	0	-44,41	142,78

2- Les poutres inclinées :

3-3- Etat limite ultime et RPA 88 :

Plan (1-2)							
Section	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
60 x 45	526	289,44	278,79	2817,19	123,13	408,74	3476,68
	345	13,58	128,69	559,48	64,13	103,29	672,24
	599	76,22	214,77	2146,73	189,41	258,31	2598,56

Plan (1-3)							
Section	N°	1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T		0,8 G ± E		G + Q ± 1,2 E	
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]
60 x 45	526	289,44	77,21	2817,19	73,55	88,49	3476,68
	345	13,58	38,84	559,48	31,78	45,78	672,24
	599	76,22	137,46	2146,73	90,33	136,09	2598,56

3-2- Etat limite de service :

Plan (1-2)						
Section	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{net} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{net} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
60 x 45	526	204,23	202,41	220,86	150,00	188,80
	345	10,00	92,71	104,49	10,25	125,87
	599	54,10	156,22	169,12	64,69	176,34

Plan (1-3)						
Section	N°	G + Q		G + 1,5 Q + 0,6 T		T _{max} [KN]
		N _{net} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{net} [KN.m]	N _{cor} [KN]	
60 x 45	526	204,23	55,60	62,82	150,00	188,80
	345	10,00	28,02	31,39	10,25	125,87
	599	54,10	99,09	101,43	64,69	176,34

V-2- Ferrailage des portiques :**V-2-1- Introduction :**

La structure étudiée est composée essentiellement de types d'éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres

a- Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui jouent un rôle important dans la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont généralement sollicités en :

- Flexion composée
- Compression

b- Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui assurent la transmission des efforts reçus des planchers vers les poteaux, elles sont sollicitées en :

- Flexion simple
- Flexion composée

V-2-2- Différents modes de sollicitations :**1- Flexion simple :****a- Ferrailage à l'ELU : (art 4-3 BAEL 83)**

La détermination des armatures le long de la poutre sous l'effet du moment de flexion (M_U) est citée dans le BAEL 83 art 4-3 selon les règles en vigueur (RPA 88, CBA 93)

Avec:

M_U : moment de flexion

d : hauteur utile

b : largeur de la poutre

σ_{bc} : contrainte du béton

b- Détermination des contraintes à l'ELS :

Pour l'ELS, les contraintes dans les sections pour lesquelles les armatures ont été déterminées lors du calcul des états limites sont données par :

b-1- Contrainte du béton :

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s$$

b-2- Contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta_1 \cdot d} \quad M = M_{ser}$$

$$\text{On doit calculer : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

On tire des tableaux donnés par le BAEL 83, la valeur de ρ_1 après interpolation - si nécessaire - des valeurs de β_1 et de k (connaissant les valeurs de σ_b et σ_s).

b-3- Contrainte maximale du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} \quad (\text{Art 4-5-2}) (1)$$

b-4- Contrainte maximale des armatures tendues :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s \leq \begin{cases} \text{fissuration peu nuisible} \Rightarrow \text{pas de vérification} \\ \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \frac{100}{\eta f_{tj}} \right) & \text{fissuration préjudiciable} \\ \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, \frac{90}{\eta f_{tj}} \right) & \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$\eta = 1$ acier rond lisse (RL)

$\eta = 1,6$ acier à haute adhérence (HA)

c- Condition de non-fragilité : (Art 4-5-) (1)

$$As \geq \frac{b \cdot h}{100} \quad \text{Avec} \quad b : \text{ largeur de la poutre}$$

h : hauteur de la poutre

A_s : section d'armatures tendues

2- Flexion composée :

a- Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage à l'ELU en flexion composée s'effectue selon la méthode des armatures symétriques citée dans le BAEL 83, au moyen des abaques de CAPRA en tenant compte des sollicitations :

$$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}} \quad (\text{plan (1-2) et (1-3)})$$

$$N_{\max} \longrightarrow M_{\max} \quad (\text{plan (1-2) et (1-3)})$$

On calculera par la suite :

$$\mu_G = \frac{M_G}{b h^2 \sigma_b}, \quad \nu = \frac{N}{b h \sigma_b}, \quad P + P' = \frac{(A + A') \frac{f_e}{\gamma_s}}{b h \sigma_b}$$

Avec :

M_G : moment de flexion en N.m

b : largeur de la section du poteau

h : hauteur de la section du poteau

σ_b : contrainte de compression du béton

f_e : la nuance de l'acier

γ_s : 1,15 situation durable

γ_s : 1 situation accidentelle

Après avoir calculer les coefficients du μ_G , ν on tire $p+p'$ à partir des abaques de CAPRA ensuite on tire la section d'armatures (A).

b- Vérifications vis à vis de l'ELS :

La détermination des contraintes sera faite selon les règles du BAEL 83, concernant la flexion composée, pour les sections :

- Section entièrement tendue
- Section partiellement comprimée
- Section entièrement comprimée

On aura :

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - c')$$

$$\sigma_s' = 15 \cdot K \cdot (d - c')$$

On doit vérifier :

◆ Contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

◆ Contraintes des armatures tendues :

$$\bar{\sigma}_s \leq \begin{cases} \text{fissuration peu nuisible} \Rightarrow \text{pas de vérifications} \\ \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \frac{100}{\eta f_{tj}} \right) & \text{fissuration préjudiciable} \\ \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, \frac{90}{\eta f_{tj}} \right) & \text{fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

3- Effort tranchant :

a- Contrainte tangente conventionnelle :

La contrainte de cisaillement est maximal au niveau de l'axe neutre et a pour valeur :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad (\text{A 5-1}) \quad (1)$$

Avec :

T_u : effort tranchant à l'ELU

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile

τ_u : contrainte tangente conventionnelle de béton

La contrainte τ_u doit être supérieure aux valeurs suivantes :

$$\tau_u \leq \begin{cases} \left(0,2 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) & \text{fissuration peu nuisible} \\ \left(0,15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}, 4Mpa \right) & \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

b- Détermination des armatures âmes :

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre de hauteur h, de largeur b et dont les armatures longitudinales ont un diamètre minimal ϕ_l , doit être tel quel :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

On aura :
$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} A = n_t \cdot A$$

- E spacements S_t des cours successives d'armatures d'âmes

$$S_t \leq (0.9d; 40 \text{ cm})$$

En flexion composée, les armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales.

$S_t \leq \text{Min} (15 \phi_t, 40 \text{ cm}, \text{ la plus petite dimension de la pièce augmenter de } 10 \text{ cm})$

ϕ_t : diamètre de la plus petite armature longitudinale.

V-2-3- Calcul des sections d'acier longitudinales:

a- Poutres:

Pour la détermination des différentes sections d'armatures longitudinales, on suivra les étapes données par l'organigramme de la flexion simple de l'ELU.

Les résultats obtenues sont résumés dans les tableaux suivant:

a-1- Ferrailage des poutres à l'ELU :

Section	N°	Position	M _e (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A' _{cal} (cm ²)	B/1000 (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} (RPA) (cm ²)	A _{choix} (cm ²)	A' _{choix} (cm ²)
50x30	451	Travée	112,18	7,71	-	1,5	7,5	60	4T16 8,04	-
		Appui	-253,83	19,77	-	1,5	7,5	60	10T16 20,11	-
	844	Travée	67,10	4,47	-	1,5	7,5	60	3T14 4,62	-
		Appui	-167,47	12,01	-	1,5	7,5	60	6T16 12,06	-
	861	Travée	111,17	7,67	-	1,5	7,5	60	4T20 12,06	-
		Appui	-342,02	29,74	2T12 2,26	1,5	7,5	60	6T20+6T16 30,91	2T12 2,26
	934	Travée	113,85	7,63	-	1,5	7,5	60	5T14 7,70	-
		Appui	-202,11	14,94	-	1,5	7,5	60	5T20 15,71	-
70x40	459	Travée	151,01	7,14	-	2,8	14	112	5T14 7,70	-
		Appui	-632,42	34,74	-	2,8	14	112	8T25 39,27	-
	478	Travée	126,79	5,96	-	2,8	14	112	3T16 6,03	-
		Appui	-791,73	46,80	-	2,8	14	112	6T25+6T20 48,30	-
	490	Travée	432,91	22,14	-	2,8	14	112	5T25 24,54	-
		Appui	-779,73	45,80	-	2,8	14	112	6T25+6T20 48,30	-
80x40	352	Travée	265,78	12,47	-	3,2	16	128	4T20 12,56	-
		Appui	-548,80	24,47	-	3,2	16	128	5T25 24,54	-
	907	Travée	368,10	15,70	-	3,2	16	128	5T20 15,71	-
		Appui	-573,84	23,74	-	3,2	16	128	5T25 24,54	-

Section	N°	Position	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A' _{cal} (cm ²)	B/1000 (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} (RPA) (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	A' _{choisie} (cm ²)
90x45	335	Travée	721,96	25,93	-	4,05	20,25	162	4T25+2T20 25,91	-
		Appui	-1297,11	56,97	-	4,05	20,25	162	12T25 58,90	-
	530	Travée	860,83	34,58	-	4,05	20,25	162	2T32+4T25 35,71	-
		Appui	-1247,07	54,13	-	4,05	20,25	162	5T32 40,21	-
	623	Travée	917,01	37,21	-	4,05	20,25	162	6T32+2T25 58,07	-
		Appui	-1398,30	63,00	-	4,05	20,25	162	8T32 64,34	-
	827	Travée	1495,74	69,23	-	4,05	20,25	162	8T32+2T25 74,13	-
		Appui	-1407,74	63,58	-	4,05	20,25	162	8T32 64,34	-
140x70	841	Travée	5103,54	140,20	-	9,8	49	392	16T32+6T25 158,12	-
		Appui	-1872,03	45,61	-	9,8	49	392	6T32 48,25	-
100x50	969	Travée	820,26	28,40	-	4	25	200	6T25 29,45	-
		Appui	-928,54	32,55	-	4	25	200	6T25+2T20 35,73	-
Poutre Arqué 60x45	412	Travée	293,54	17,17	-	2,7	13,5	108	4T25 19,63	-
	à 416	Appui	-488,90	30,83	-	2,7	13,5	108	10T20 31,41	-
Nervure 50x30	883	Travée	242,79	18,01	-	1,5	7,5	60	6T20 18,85	-
		Appui	-95,90	6,51	-	1,5	7,5	60	4T16 8,04	-

a-2- Etat limite de service :

Section	N°	Position	M _{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	A _{ser} (cm ²)	A' _{ser} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
50x30	451	Travée	95,22	12,14	-	-	4T16 8,04	-
		Appui	-165,23	>15	19,31	14,59	10T16 20,11	8T20 16,09
	844	Travée	55,73	8,82	-	-	3T14 4,62	-
		Appui	-110,14	>15	12,03	1,85	6T16 12,06	3T14 4,62
	861	Travée	86,03	12,11	-	-	4T20 12,56	-
		Appui	-,215,90	>15	29,19	25,10	6T20+6T16 30,91	8T20 25,13
	934	Travée	96,72	12,25	-	-	5T14 7,70	-
		Appui	-170,61	>15	15,38	6,70	5T20 15,71	5T14 7,70
70x40	459	Travée	250,67	8	-	-	4T16 8,04	-
		Appui	-101,31	>15	37,50	20,17	8T25 39,25	4T20+4T16 20,60
	478	Travée	104,55	7,27	-	-	4T25 19,63	-
		Appui	-242,01	>15	45,64	39,17	8T25+4T16 47,31	8T25 39,27
	490	Travée	175,38	>15	24,48	1,32	6T25 29,45	4T25 19,63
		Appui	-366,64	>15	45,69	37,70	8T25+4T16 47,31	8T25 39,27
80x40	352	Travée	242,54	10,32	-	-	3T25 14,73	-
		Appui	-450,01	>15	25,20	1,73	5T25 24,54	3T25 14,73
	907	Travée	276,82	11,84	-	-	-	-
		Appui	-431,71	>15	24,37	1,49	5T25 24,54	3T20 9,42

Section	N°	Position	M _{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	A _{ser} (cm ²)	A' _{ser} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
90x45	335	Travée	591,18	14,55	-	-	4T25+2T20 25,91	-
		Appui	-1063,68	>15	56,30	41,70	12T25 58,91	6T25+4T20 42,10
	530	Travée	701,67	>15	35,34	8,78	2T32+4T25 35,71	4T32 32,17
		Appui	-1018,49	>15	55,70	34,38	6T32+2T25 58,07	2T32+4T25 35,71
	623	Travée	733,63	>15	39,30	11,85	8T25 39,27	4T32 32,17
		Appui	-1120,17	>15	61,09	48,15	8T32 64,34	10T25 49,09
	827	Travée	1128,96	>15	63,93	54,28	8T32 64,34	8T32 64,34
		Appui	-1079,93	>15	61,06	53,05	8T32 64,34	8T32 64,34
140x70	841	Travée	3645,39	>15	150,50	112,33	20T32 160,84	14T32 112,59
		Appui	-1372,59	11,43	-	-	6T32 48,25	-
100x50	969	Travée	647,25	12,88	-	-	6T25 29,45	-
		Appui	-732,06	13,95	-	-	6T25+2T20 35,73	-
Poutre Arqué 60x45	412	Travée	241,35	13,31	-	-	4T25 19,63	-
	à 416	Appui	-255,25	>15	30,46	19,15	4T25+4T20 32,19	4T25 19,63
Nervure 50x30	883	Travée	186,62	>15	18,39	12,02	6T20 18,85	6T16 12,06
		Appui	-44,41	10,4	-	-	4T16 8,04	-

a-3- Ferrailage des poutres inclinées :

1- Etat limite ultime :

Plan(1-2)								
Section	N°	Sol	1,35G+1,5Q+0,8T		0,8G±E		G+Q±1,2E	
			A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)
60x45	526	SPC	12,78	0	0	7,64	0	35,02
	345		6,92	0	0	0	0	0
	599		11,20	0	0	1,17	0	12,34

Plan(1-3)								
Section	N°	Sol	1,35G+1,5Q+0,8T		0,8G±E		G+Q±1,2E	
			A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)
60x45	526	SPC	1,78	0	0	7,27	0	8,61
	345		2,60	0	0	0	48,03	10,81
	599		9,32	0	0	0	0	8,77

2- Etat limite de service :

Plan(1-2)									
Section	N°	G+Q			G+1,5Q+0,6T			A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
		$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)	$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)		
60x45	526	NON	13,71	1,23	OUI	-	-	5T32	5T32
	345	OUI	-	-	OUI	-	-	6T32	6T32
	599	OUI	-	-	OUI	-	-	3T25	3T25

Plan(1-3)									
Section	N°	G+Q			G+1,5Q+0,6T			A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
		$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)	$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)		
60x45	526	OUI	-	-	OUI	-	-	5T32	5T32
	345	OUI	-	-	OUI	-	-	4T32+T20	4T32+T20
	599	OUI	-	-	OUI	-	-	3T25	3T25

a-4- Justification des poutres vis à vis de l'effort tranchant :

- **Contrainte de cisaillement :** $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

$$\tau_u \leq \begin{cases} \left(0,2 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}, 5Mpa \right) & \text{fissuration peu nuisible} \\ \left(0,15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}, 4Mpa \right) & \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

Pour notre cas la fissuration est peu nuisible.

- **Détermination des armatures transversales :**

Les sections d'armatures transversales et l'espacement sont comme suit selon le RPA :

La quantité d'armature transversale minimale 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 en travée si $A \neq 0$, on a : $S_t = \text{Min} \left(\frac{h}{2}, 12\phi \right)$
- En dehors de la zone nodale , on a : $S_t \leq \frac{h}{2}$

les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	N°	T _{max} (KN)	τ_u (Mpa)	A _{t cal} (mm ²)	A _{t adoptée} (mm ²)	S _{t nod.} (cm)	S _{t n. nod.} (cm)
50x30	451	199,35	1,48	201,06	4T8	12	20
	844	128,70	0,95	100,53	2T8	12	20
	861	212,62	1,57	301,59	6T8	12	20
	934	201,40	1,49	150,80	3T8	12	20
70x40	459	192,36	0,76	201,06	4T8	15	30
	478	236,66	0,94	201,06	4T8	15	30
	490	307,00	1,22	201,06	4T8	15	30
90x45	335	436,14	1,20	301,59	6T8	20	40
	530	478,58	1,31	301,59	6T8	20	40
	623	558,26	1,53	301,59	6T8	20	40
	827	661,61	1,82	301,59	6T8	20	40
80x40	352	281,85	0,98	251,33	5T8	20	40
	907	347,39	1,21	251,33	5T8	20	40
140x70	841	1893,28	2,14	678,58	6T8	20	50
100x50	969	393,76	1,09	301,58	6T8	25	50
Poutre Arquée 60x45	412 à 416	171,52	0,71	201,06	4T8	15	30
Nervure 50x30	883	134,27	0,99	201,06	4T8	12	20

▪ **poutres inclinées:**

Section	N°	T _{max} (KN)	τ_u (Mpa)	A _{t cal} (mm ²)	A _{t adoptée} (mm ²)	S _{t nod.} (cm)	S _{t n. nod.} (cm)
60x45	526	188,80	0,80	201,06	4T8	15	20
	345	125,87	0,52	201,06	4T8	15	20
	599	176,34	0,73	201,06	4T8	15	20

a- poteaux :

Les poteaux constituant notre structure sont sollicités en flexion composée.

Pour la détermination des sections d'armatures capable de reprendre les efforts maximums; on a effectué le travail suivant:

Le ferrailage maximum a été obtenu pour les sollicitations accidentelles et durables.

- Durable : $1,35G + 1,5Q$

- Accidentelle : $\begin{cases} Q + G \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

b-1- Ferrailage vis à vis de l'ELU:

suivant la méthode déjà citée (armatures symétriques) en flexion composée à l'ELU, on obtient les sections suivantes :

Plan(1-2)								
Section	Niv.	Sol	1,35G+1,5Q+0,8T		0,8G ± E		G+Q ± 1,2E	
			A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)
D= 70 cm	I	SPC	0	1,11	4,17	0	11,24	0
	II	SPC	0	0	14,71	0	25,98	0
45x45 (int)	I	SPC	0	0	4,41	0	18,59	20,84
	II	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (int)	I	SPC	0	0	16,03	0	0	47,45
	II	SPC	4,51	0	38,28	0	66,24	23,63
D=90 (int)	I	SPC	21,16	44,57	10,09	10,98	45,70	3,58
	II	SPC	5,27	19,64	0	0	6,07	3,14
D=60	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	-	-	-	-	-	-	-
En V	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (rive)	I	SPC	0	0	2,07	0	2,49	0
	II	SPC	6,83	0	0,45	0	83,93	38,66
D=90 (rive)	I	SPC	10,20	22,52	0	0	96,75	58,46
	II	SPC	26,56	15,11	85,95	55,41	115,91	92,79
120x50 (rive)	I	SPC	0	0	1,47	0	2,27	0
	II	SPC	0	0	22,82	0	27,85	-
D =1 m (coin)	I	SPC	0	0	17,20	0	21,70	0
	II	SPC	21,73	0	6,75	0	36,86	0

Plan(1-3)								
Section	Niv.	Sol	1,35G+1,5Q+0,8T		0,8G ± E		G+Q ± 1,2E	
			A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)
D= 70 cm	I	SPC	0	0	1,03	0	9,02	0
	II	SPC	0	0	16,93	0	32,33	0
45x45 (int)	I	SPC	0	0	0	0	18,78	21,03
	II	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (int)	I	SPC	0	2,06	5,74	0	0	45,30
	II	SPC	0	0	10,75	0	13,70	0
D=90 (int)	I	SPC	17,45	48,28	0	0	0	41,88
	II	SPC	142,85	128,48	72,19	56,24	76,94	82,06
D=60	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	-	-	-	-	-	-	-
En V	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (rive)	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	SPC	0	0	17,30	0	22,93	0
D=90 (rive)	I	SPC	0	0	6,56	0	9,57	0
	II	SPC	0	0	66,57	36,03	88,12	65,01
120x50 (rive)	I	SPC	0	0	2,64	0	6,59	0
	II	SPC	3,94	0	19,21	0	33,69	0
D =1 m (coin)	I	SPC	0	0	10,36	0	12,39	0
	II	SPC	0	0	28,33	0	35,95	0

b-2- vérification à l'ELS:

Plan(1-2)									
Section	Niv.	G+Q			G+1,5Q+0,6T			A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
		$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)	$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)		
D= 70 cm	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25
	II	OUI	-	-	NON	10,55	14,27	4T25	4T25
45x45 (int)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	2T25+2T20	2T25+2T20
	II	-	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (int)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
	II	NON	0	20,68	NON	49,36	93,20	(*)	(*)
D=90 (int)	I	OUI	-	-	NON	12,12	145,20	(*)	(*)
	II	NON	0	55,83	NON	0	45,60	(*)	(*)
D=60	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T20	4T20
	II	-	-	-	-	-	-	-	-
En V	I	OUI	-	-	OUI	-	-	3T20	3T20
	II	-	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (rive)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
	II	NON	6,04	17,97	NON	80,30	161,23	(*)	(*)
D=90 (rive)	I	NON	1,84	69,70	NON	4,14	67,75	(*)	(*)
	II	NON	22,82	71,39	NON	123,50	275,70	(*)	(*)
120x50 (rive)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	3T25	3T25
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	3T25	3T25
D =1 m (coin)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T32	4T32
	II	NON	21,79	14,73	NON	20,12	11,77	4T32	4T32

Plan(1-3)									
Section	Niv.	G+Q			G+1,5Q+0,6T			A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
		$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)	$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)		
D= 70 cm	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25
45x45 (int)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	2T25+2T20	2T25+2T20
	II	-	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (int)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
D=90 (int)	I	OUI	-	-	NON	0	68,08	(*)	(*)
	II	NON	127,67	355,20	NON	109,75	296,28	(*)	(*)
D=60	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T20	4T20
	II	-	-	-	-	-	-	-	-
En V	I	OUI	-	-	OUI	-	-	2T20	2T20
	II	-	-	-	-	-	-	-	-
80x40 (rive)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
D=90 (rive)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	(*)	(*)
	II	OUI	-	-	NON	87,35	196,97	(*)	(*)
120x50 (rive)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25
D =1 m (coin)	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T32	4T32
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	4T32	4T32

N.B. : (*) Section d'acier supérieure à la section maximale exigé par le RPA 88.

Remarque :

Pour le poteau circulaire de diamètre D = 90 cm et le poteau rectangulaire (80x40), la section d'armatures a largement dépassé le pourcentage maximum exigé par le règlement RPA 88.

Pour cela on doit augmenter la section de ces poteaux.

Plan(1-2)								
Section	Niv.	Sol	1,35G+1,5Q+0,8T		0,8G±E		G+Q±1,2 ^E	
			A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)
D= 1,2 m	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	SPC	9,2	0	73,19	0	118,40	27,43
60x100	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	SPC	0	0	44,40	0	66,53	0

Plan(1-3)								
Section	Niv.	Sol	1,35G+1,5Q+0,8T		0,8G±E		G+Q±1,2 ^E	
			A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)	A(cm ²)	A'(cm ²)
D= 1,2 m	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	SPC	0	0	53,90	0	78,74	11,23
60x100	I	SPC	0	0	0	0	0	0
	II	SPC	0	0	0	0	0	0

Plan(1-2)									
Section	Niv.	Sol	G+Q		G+1,5Q+0,6T			A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
			$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)	$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)		
D= 1,2 m	I	NON	0	26,50	NON	0	31,80	10T40	10T40
	II	NON	8,24	15,88	NON	9,88	14,27	10T40	10T40
60x100	I	OUI	-	-	OUI	-	-	3T25	3T25
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	3T25	3T25

Plan(1-3)									
Section	Niv.	Sol	G+Q		G+1,5Q+0,6T			A _{adoptée} (cm ²)	A' _{adoptée} (cm ²)
			$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)	A'(cm ²)	$\sigma_b < \sigma_b$	A(cm ²)		
D= 1,2 m	I	OUI	-	-	OUI	-	-	10T40	10T40
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	10T40	10T40
60x100	I	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25
	II	OUI	-	-	OUI	-	-	4T25	4T25

b-3- Justification des poteaux vis à vis de l'effort tranchant :**1. Justification de la contrainte de cisaillement :**

Au niveau de l'axe neutre, la contrainte de cisaillement τ_u du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad (1)$$

τ_u : l'effort tranchant ultime appliqué au poteau considéré.

La contrainte de cisaillement τ_u est limitée selon le RPA 88 par la valeur suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot \sigma_{28} \quad \text{Avec : } \rho_d = 0,075 \quad \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,05 \quad \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

2. Justification des armatures transversales selon RPA 88 :

La section d'armature A_t transversale est donnée par :

$$A_t = \rho_a \frac{S_t \cdot T}{h_t \cdot \sigma} \quad (3)$$

$$\rho_a \begin{cases} 2,5D & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

T : l'effort tranchant de calcul.

S_t : l'espacement des armatures transversales

Dans la zone II, S_t est déterminé comme suit .

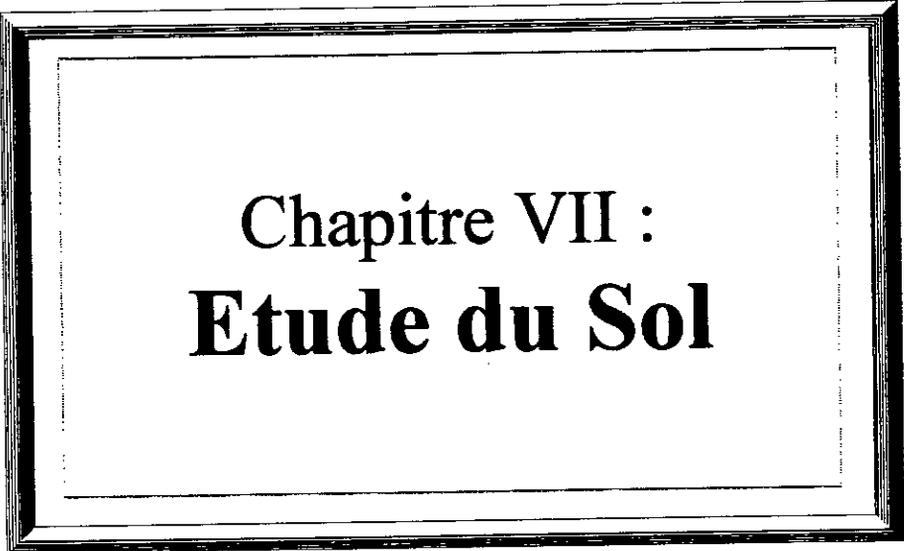
3. Détermination des armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale (en zone II) est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_t} = \begin{cases} 0,4\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ (10/\lambda^2)\% & \text{si } 3 < \lambda < 5 \\ 1\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Section des armatures transversales :

Section	Niv.	T_{max} (KN)	τ_u (Mpa)	$A_{t\text{ cal}}$ (mm ²)	$A_{t\text{ adoptée}}$ (mm ²)	$S_t\text{ nod.}$ (cm)	$S_t\text{ n. nod.}$ (cm)
D = 70cm	I	91,66	0,41	226,19	2T12	10	30
	II	177,66	0,80	226,19	2T12	10	30
45x45	I	175,08	0,97	314,15	4T10	10	25
	II	–	–	–	–	–	–
80x40	I	404,02	0,60	452,38	4T12	12	25
	II	925,08	1,69	804,24	4T16	10	20
100x60	I	32,20	0,06	452,38	4T12	15	30
	II	659,14	1,22	45239	4T12	10	25
D=60cm	I	10,06	0,06	226,19	2T10	10	25
	II	–	–	–	–	–	–
En V	I	9,40	0,04	157,08	2T10	10	25
	II	–	–	–	–	–	–
120x50	I	151,45	0,28	452,38	4T12	15	30
	II	296,18	0,55	452,38	4T12	10	25
D=1m	I	266,83	0,60	452,38	4T12	15	30
	II	482,09	1,08	615,75	4T14	12	25



Chapitre VII :
Etude du Sol

VII.1. Introduction :

Pour projeter correctement une fondation il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux aux voisinages de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précise que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation et ceci à une profondeur suffisante qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondation.

VII.2. Caractéristiques d'un bon projet :

Un projet de fondation correct doit répondre à trois sortes de préoccupations

- Tout d'abord la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis de manière à assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles de l'état des lieux.
- Puis, la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci c'est le problème de la capacité portante.
- Enfin, le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition des fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

VII.3. Reconnaissance du sol :

VII.3.1. Programme d'études :

La conclusion géotechnique est tirée sur la base d'une étude comportant :

- 02 sondages peu profond nous permettant le prélèvement d'échantillons intacts en vue des analyses au laboratoire et la connaissance de la nature lithologique de la couche de fondation.
- 05 essais pénétrométriques nous permettant une investigations, quant à la résistance à la résistance à la pénétration des couches sous-jacentes.

Enfin les essais de laboratoire nous ont permis d'une part une meilleure identification de la couche de fondation et d'autre part de connaître les paramètres mécaniques de cette dernière.

VII.3.2. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

a) Résultats des sondages :

Puits 1 : 0,00m jusqu'à 1,00m : Remblais

1,00m jusqu'à 3,80m : Sable argileux de couleur rougeâtre.

Puits 2 : 0,00m jusqu'à 1,00m : Remblais

1,00m jusqu'à 3,20m : Sable argileux de couleur rougeâtre.

b) Résultats des essais de laboratoire :

□ **Teneur en eau naturelle :**

Puits	Echantillons	Profondeur	Teneur en eau naturelle
P ₁	E ₁	3,80m	12,14 %
P ₂	E ₂	3,20m	17,47 %

Donc il s'agit d'un sol de faible humidité.

□ **Densité humide et la densité sèche :**

Puits	Echantillons	Profondeur	Densité humide (g/cm ³)	Densité sèche (g/cm ³)	Poids volumique de sol sec (KN/m ³)	Poids volumique de sol humide (KN/m ³)
P ₁	E ₁	3,80m	1,72	1,53	17,2	15,3
P ₂	E ₂	3,20m	1,34	1,14	13,4	11,4

Ces résultats indiquent un sol de faible compacité

□ **Essais granulométriques :**

Puits	Composition détrique			
	Gravier 2mm	Gros Sable 0,2mm	Sable Fin 20µm	Eléments (arg+limon) fin
P ₁	2,5 %	52,5 %	2,5 %	42,5 %
P ₂	1 %	53 %	2 %	44 %

Donc il s'agit d'une argile peu plastique.

□ **Essais d'Atterberge :**

Limite de liquidité $W_L = 47 %$

- . Limite de plasticité $W_p = 20 \%$
- . Indice de plasticité $I_p = 27 \%$

Il s'agit d'un sol peu plastique.

□ **Essais de cisaillement :**

- . La cohésion $c = 0.64 \text{ bar}$
- . L'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$

Il s'agit d'un sol de bon cohésion.

□ **Essais oedométriques :**

- . pression de consolidation $\sigma_c = 2,2, \text{ bar}$
- . coefficient de compressibilité $C_c = 0,160$
- . coefficient de gonflement $C_s = 0,010$

Il s'agit d'un sol peu gonflant.

□ **Essais pénétrométriques :**

Les essais pénétrométriques sont réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique. Pour estimer la résistance du sol à la pénétration dynamique de la pointe qu'on note R_p , on a recours souvent à la formule dite " des HOLLANDAIS ".

$$R_p = \frac{M^2}{M + P_z} \cdot \frac{H.9}{A.e}$$

Avec : M : poids du " mouton " = 63,5Kg

H : hauteur de chute de mouton = 50cm

P_z : poids des tiges à la hauteur z

A : section de la pointe = 15,20cm²

e : refus ou enfoncement de référence $e = L / h$

L : 10cm en générale

N : nombre de coupe pour une enfoncement fixée L

Les essais réalisée jusqu'à une profondeur de 5m

R_p : résistance minimale à la pénétration

R _p min (bars)					
Station \ Pro(m)	1m	2m	3m	4m	5m
St ₁	70 bar	80	70	111	> 120
St ₂	20	120	90	50	> 120
St ₃	40	80	95	80	> 120
St ₄	70	75	117	95	> 120
St ₅	60	60	80	80	> 120
σ _{adm}	0,8 bar	0,8 bar	0,8 bar	0,8 bar	>5 bar

$$\sigma_{adm} = R_p / 20 \dots\dots\dots [12]$$

VII.4. Calcul des fondations :

VII.4.1. Conception et justification du choix de fondation :

A) calcul de γ et γ_{sat} :

On a : $\gamma_d = 1,34 \text{ g/cm}^3 = 13,4 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_h = 15,3$; $\omega = 14,8 \%$

Pour

$$G_s = \gamma_s / \gamma_w = 2,65 \dots\dots\dots [12]$$

$$\Rightarrow \gamma_s = 10 \cdot 2,65 = 26,5 \text{ KN/m}^3$$

on a : γ' : poids volumique de sol déjaugé

$$\gamma' = \gamma_d (1 - \gamma_w / \gamma_s) \dots\dots\dots [1]$$

AN :

$$\gamma' = 13,4 (1 - 10/26,5) = 8,34 \text{ KN/m}^3$$

Avec :

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau)}$$

$$\gamma_{sat} : \text{ poids volumique du sol saturé : } \gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma'$$

AN:

$$\gamma_{sat} = 10 + 8,34 \longrightarrow \gamma_{sat} = 18,34 \text{ KN/m}^3$$

B) calcul de degré de saturation " S_r "

on a : $S_r = w/w_{sat}$ [12]

avec :

$$w = 14,80 \%$$

w_{sat} : teneur en eau de saturation

$$w_{sat} = \gamma_w (1/\gamma_d - 1/\gamma_s)$$

AN :

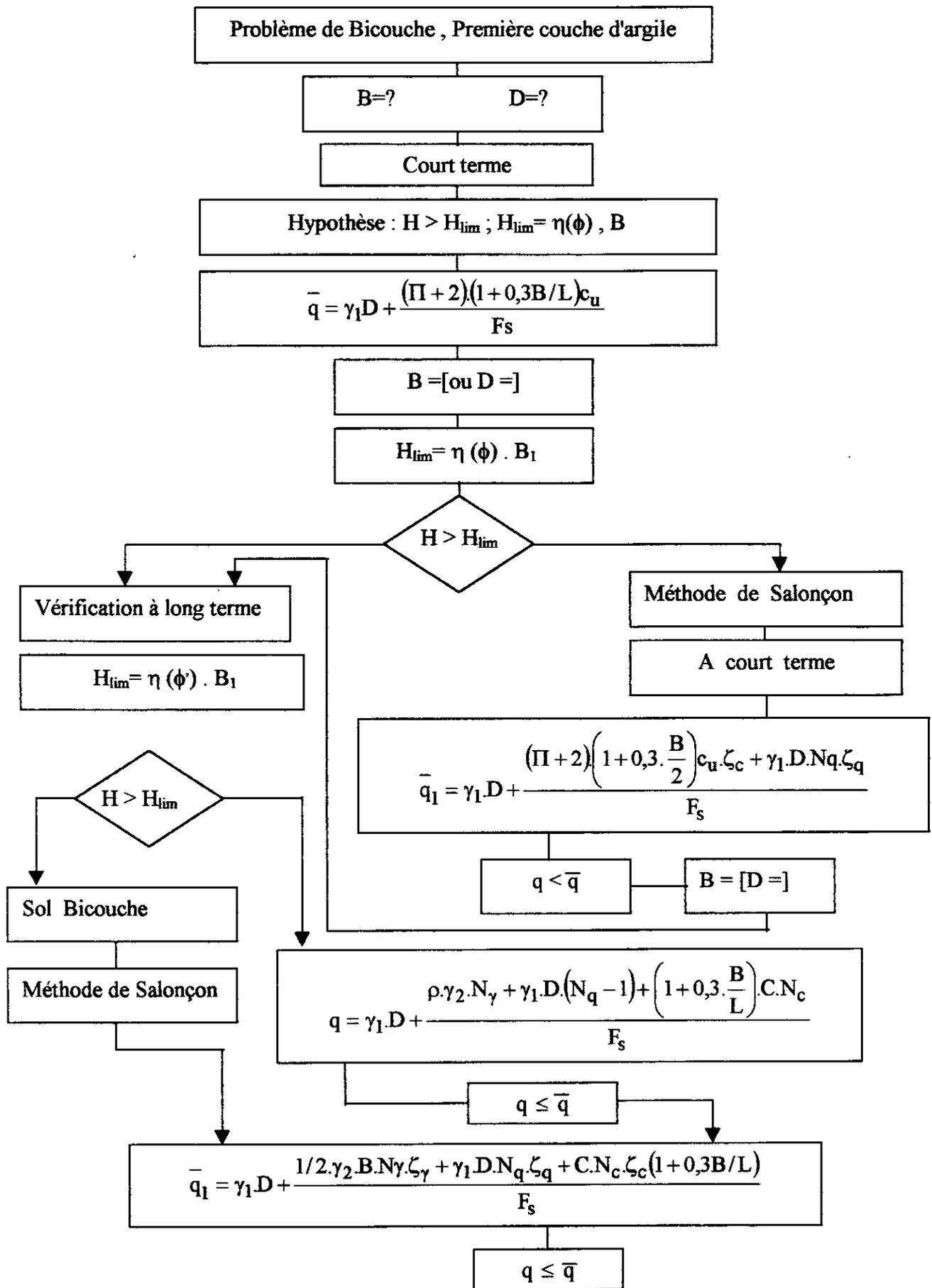
$$w_{sat} = 36,98 \%$$

$$S_r = w/w_{sat} = 14,80/36,98 \Rightarrow S_r = 0,401$$

Vu que notre sol est faiblement saturé $S_r < 0,6$ d'après Giroud; le sol à un seul comportement, la vérification du stabilité à court terme et à long terme est inutile.

Remarque :

Lorsqu'on se trouve en présence d'un sol fissuré ou saturé (ex : argile gonflent), il est nécessaire de vérifier la stabilité des fondation à court terme et à long terme suivant l'organigramme suivant :



VII.5. Dimensionnement de la fondation :

On suppose qu'on a une semelle filante B.L, sa contrainte admissible q est donnée par :

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + (N_q / F) (1 + 0.2 (b / l)). c_u \dots\dots\dots [12]$$

NB : la formule à dessus applicable lorsqu'il s'agit d'un sol cachérent.

$$C_u = ?$$

On a :

$$C_u / \sigma_c = 0,11 + 0,37 I_p \dots\dots\dots [12]$$

$\sigma_c = 1,6 \text{ bar}$ (essais pénétrometrique sur une profondeur de 1,5m)

$$\sigma_c = 160 \text{ KN} / \text{m}^2, I_p = 27 \% = 0,27$$

$$\Rightarrow C_u = \sigma_c (0,11 + 0,37 I_p)$$

AN :

$$C_u = 33,58 \%$$

On prend :

$D = 1,5\text{m}$ (ancrage de la semelle)

$N_q = 10,7 \text{ car}$ ($\varphi = 25^\circ$)

$F = 3$ (coefficient de sécurité)

$L = 44\text{m}$ (longueur de la semelle)

$\gamma_h = 15,3 \text{ KN/m}^3$

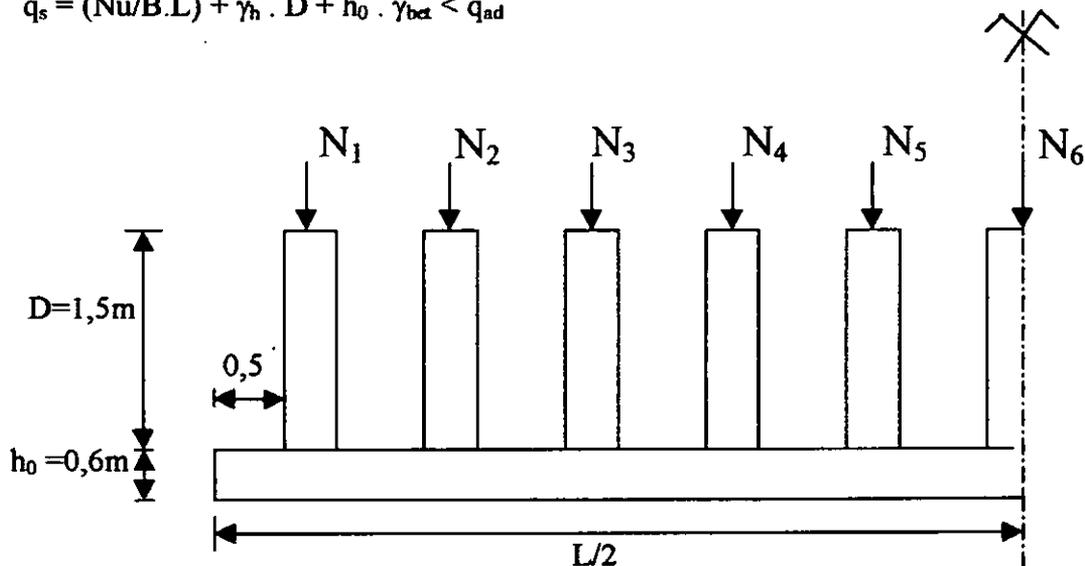
donc :

$$q_d = 15,3 \cdot 1,5 + (10,7/3) (1 + 0,2(B/44)) \cdot 33,58$$

$$\Rightarrow q_d = 142,49 + 0,54 B$$

Il faut que :

$$q_s = (N_u / B.L) + \gamma_h \cdot D + h_0 \cdot \gamma_{bet} < q_{ad}$$



$$N_u = (N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5) \cdot 2 + N_6$$

AN :

$$N_u = 29442,03 \text{ KN}$$

Pour :

$$\gamma_{\text{bet}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$q_s = (29442,03/B \cdot 44) + 15,3 \cdot 1,5 + 0,6 \cdot 25 < 142,49 + 0,54B$$

$$\Rightarrow (669,14/B) + 37,95 < 142,49 + 0,54B$$

$$\Rightarrow 0,54B^2 + 104,5B - 669,14 \geq 0$$

Equation de 2^{ème} degré d'où la solution est $B \geq 6,20\text{m}$

VII.6. Calcul de la capacité portant de fondation

On a $B = 6,20\text{m}$

$$q_d = 142,49 + 0,54 \cdot B$$

AN :

$$q_d = 1,46 \text{ bar}$$

VII.7. Calcul de la contrainte admissible su sol :

On a : $q_{\text{ad}} = R_p / 20$ [12]

Au-delà d'une profondeur des semelles de 1,5m par rapport à la côte de terrassement choisie, les essais pénétrométrique nous donne la valeur suivante :

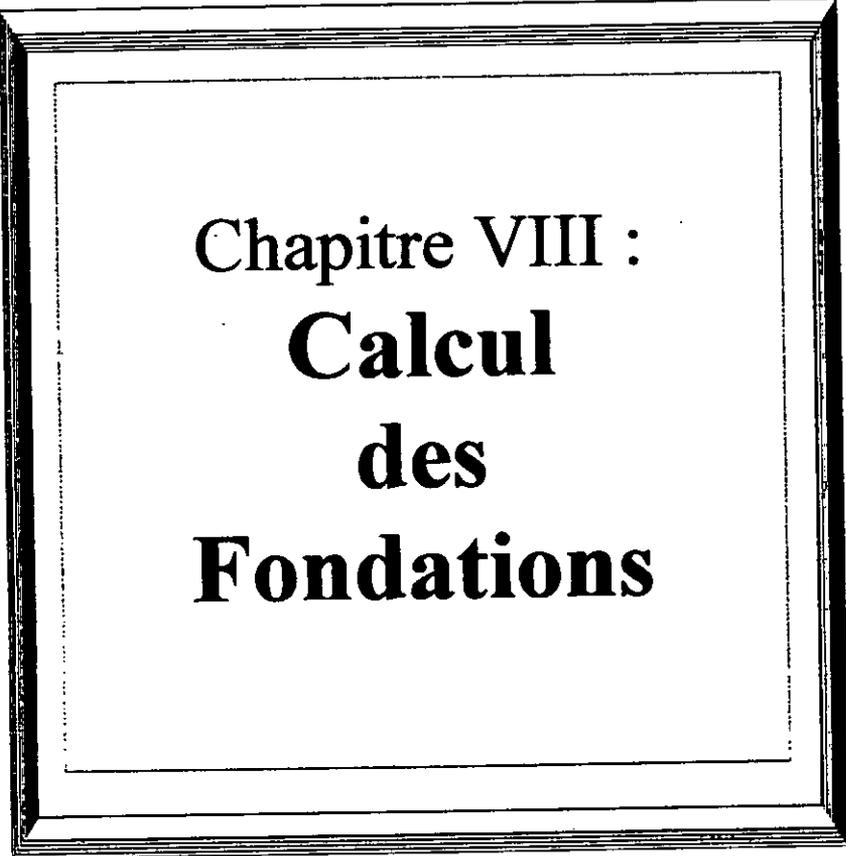
$$R_p = 40 \text{ bar}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{ad}} = R_p / 20 = 40/20 = 2 \text{ bar}$$

$$q_{\text{ad}} = 2 \text{ bar}$$

VII.8. Conclusion :

En analysant les résultats du dimensionnement, des essais de laboratoire et ceux qui ont été donné à l'aide des essais pénétrométriques on remarque bien que pour la file sur laquelle se trouve le poteau le plus sollicité il faut avoir une semelle filante de plus de 6,2m de largeur et pour l'ensemble des semelles filantes on trouve une surface très grande, et des semelles en chevauchement, donc la meilleure solution est d'adopter un radier général. Le taux de travail admissible déduit et de 2,0 bar, par mesure de sécurité vis à vis à la rupture et vis à vis du tassement nous préconisons un taux de travail de 1,6 bar.



Chapitre VIII :
Calcul
des
Fondations

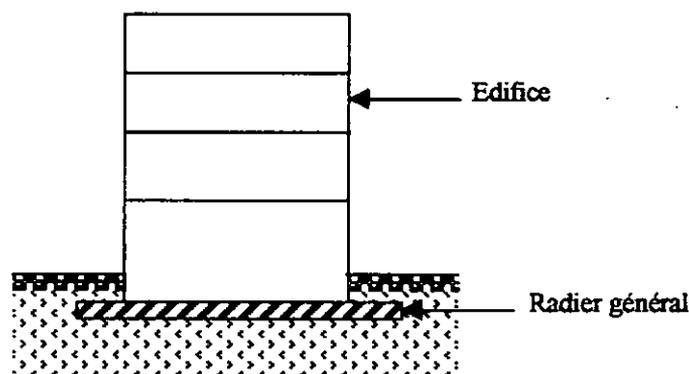
VIII.1. Calcul du radier :

VIII.1.1. Généralité :

Ce mode de fondation vise à réaliser une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage et qui permet une répartition uniforme des charges. On adopte ce type de fonction lorsque le taux de travail à la base des murs de fondation est nettement supérieur à la contrainte admissible du seul sol disponible;

Les semelles filantes ou isolées pour supporter charge du bâtiment se toucheraient ou presque.

Les radiers se comportent comme des planches renversées :

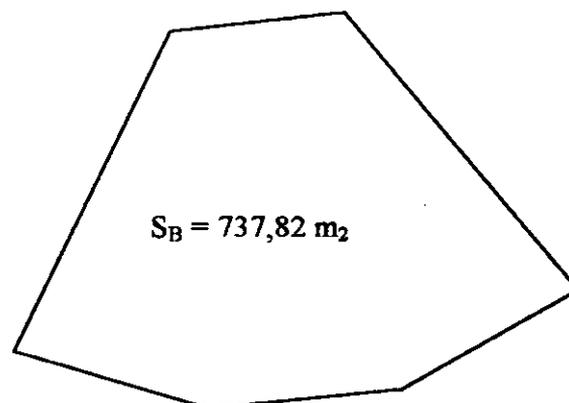


VIII.1.2. Radier à plan nervuré :

Le système résiste en plancher renversé ; comporte un hourdis de nervure et des poutres transversales et longitudinales, les dimensions de ce quadrillage, peuvent être très variables selon les cas d'espace et les charges à équilibrer.

VI.1.3. Radier (Niveau – 8,30) :

A. Détermination de la surface du radier :



La descente de charge nous donne :

N° de poteau	N _{u1} (KN)	N _u (KN)	N° de poteau	N _{u1} (KN)	N _u (KN)
1	896,56.2	1793,12	26	638,67	1277,34
3	868,36.2	1736,52	29	1884,62	3769,24
5	643,84.2	1278,68	31	1649,79	3299,58
7	2143,89.2	4287,78	33	1522,74	345,48
8	635,49.2	1270,98	35	1463,88	2927,76
9	608,51.2	1217,02	37	1590,80	1590,80
13	2135,12.2	4270,24	79	3559,79	7119,58
14	664,00.2	1328,00	80	677,60	1355,29
15	349,35.2	698,70	81	834,26	1668,52
19	2542,98.2	5085,96	82	506,01	1012,02
20	452,63.2	905,26	83	8874,11	17748,22
21	666,56.2	1333,12	964	538,19	5382,49
25	3742,32.2	7448,46	976	1387,34	2774,68
Σ		32699,02	Σ		48126,91

Donc :

$$N_u = 32699,02 + 48126,91 = 80825,93$$

La surface nécessaire de radier

$$S_0 \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \quad (\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar})$$

$$\text{Donc : } S_0 \geq \frac{80825,93 \times 10^3}{1,6 \times 10^5} = 505,16 \text{ m}^2$$

$$S_r \geq S_0$$

Avec :

S_r : la surface du radier

Avec un débord de 50 cm on aura la surface du radier : $S_r = 793,42 \text{ m}^2$

B - Predimensionnement :

□ **critère de cisaillement :**

$$\tau_{\max} \leq \overline{\tau_u}$$

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l_{\max}}{2} \quad \text{avec } (l_{\max} = 8,4\text{m})$$

$$q = \frac{N_u}{S_r} = \frac{80825,93 \times 10^3}{793,42} = 101870,30\text{N/m}^2$$

$$T_{\max} = \frac{101870,03 \times 8,4}{2} = 427855,25\text{N}$$

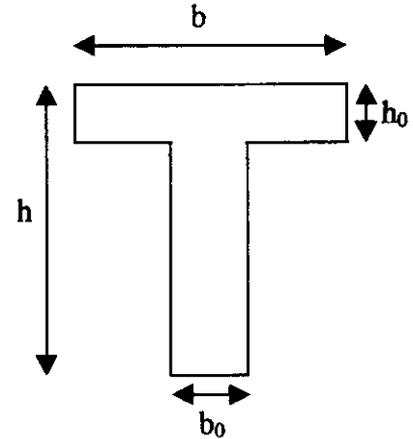
Soit $b_0 = 80\text{cm}$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot \tau_u} = \frac{427855,25}{800 \times 2,5} = 213,92\text{mm}$$

$$h \geq \frac{d}{0,9} \quad \text{donc } h \geq 237,69 \text{ mm}$$

□ **Condition de raideur**

$$L \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e \quad \text{Avec : (1)}$$



D'après le critère de coffrage d'un radier[6]

$$h \geq \frac{l_{\max}}{10} \quad \text{pour les poutres renversées}$$

$$h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} \quad \text{pour les poutres}$$

$$h \geq \frac{840}{10} = 84\text{cm}$$

$$h \geq \frac{840}{20} = 42\text{cm}$$

$$(1) \Rightarrow L \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

La section qui vérifiée cette condition est la suivante :

Avec :

$$I = 13104442,33 \text{ cm}^4$$

$$L = 840\text{cm} < 894,5\text{cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

□ **Condition de non-poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots [1]$$

Le poteau le plus sollicité est un poteau circulaire de 1,2m le diamètre avec un effort normal $N_u = 8874,11 \text{ KN}$

Avec

$$U_c = \pi (2h+d) = \pi (2 \cdot 100 + 120) = 1005,3 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times 1005,3 \times 1000 \times \frac{2,5}{1,5} = 75399750 \text{ N} = 7539,75 \text{ KN}$$

$$8874,11 < 7539,75$$

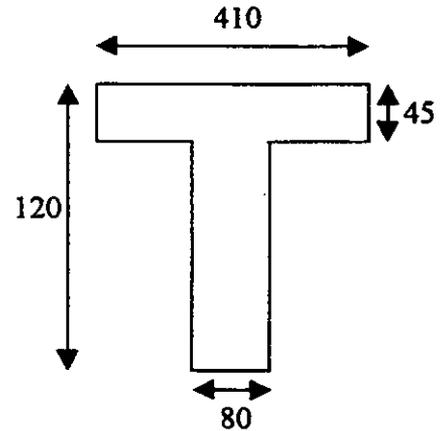
La condition de non-poinçonnement n'est pas vérifiée

Donc on prend $h = 120 \text{ cm}$ et on vérifie la même condition

$$U_c = \pi (2 \cdot 120 + 120) = 1130,97 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times 1130,97 \times 1200 \times \frac{2,5}{1,5} = 10178,76 \text{ N} = 10178,76 \text{ KN}$$

$$Q_u = 8874,11 < 10178,76 \dots\dots\dots (c, v)$$

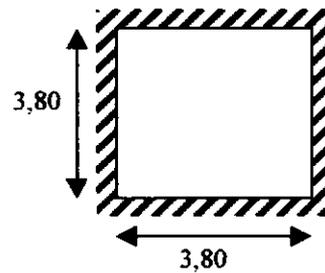


C- Calcul des efforts :

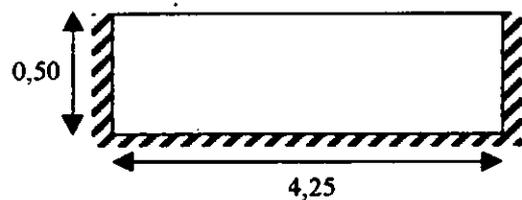
1. Radier :

Pour le calcul des efforts et le ferrillage on choisit les panneaux suivants

□ Panneau intermédiaire appuyé sur quatre côtés



□ Panneau appuyé sur trois côtés



- Pour le panneau appuyé sur quatre côtés on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

$$\begin{aligned}
 & \text{- Moment en travée} \quad \begin{cases} Mt_x = 0,75 M_x \\ Mt_y = 0,75 M_y \end{cases} \\
 & \text{- Moment en appui} \quad Ma_x = Ma_y = 0,5 M_x
 \end{aligned}$$

M_x et M_y mes moments des dalles simplement appuyées.

Les résultats des moments de flexion sont représentés dans le tableau suivant :

Dalle	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
3,8.3,4	147,202	183,875	110,402	137,906	73,601	73,601

Pour le panneau appuyé sur trois cotés on utilise la méthode des lignes de rupture

$$Mt_y = \frac{q \cdot l_x^3}{6} \dots \dots \dots [6]$$

$$Mt_x = q \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y}{2} - q \cdot l_x^3 \cdot \frac{2}{3}$$

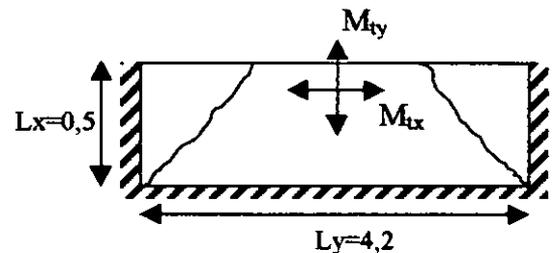
AN :

$$Mt_y = \frac{101,87(0,5)^3}{6} = 2,122 \text{KN.m}$$

$$Mt_x = 101,87 \left[\frac{(0,5)^2 \cdot 4,2}{2} - \frac{(0,5)^3 \cdot 2}{3} \right] = 44,992 \text{KN.m}$$

$$Mt_x = 0,75 M_x \Rightarrow M_x = \frac{Mt_x}{0,75}$$

$$Ma_x = Ma_y = 0,5 \cdot \frac{Mt_x}{0,75} = 0,67 Mt_x = 30,145 \text{KN.m}$$

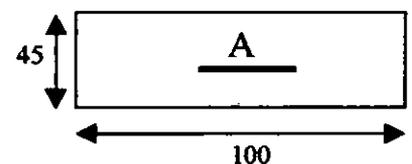


1.1. Ferrailage du radier

$B=100\text{cm}$, $h=45\text{cm}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$, $\sigma_b=14,2\text{Mpa}$

$F_{c28} = 25\text{Mpa}$, FeE400, fissuration préjudiciable

Le ferrailage s'effectue dans les deux sens



□ Panneau appuyé sur quatre cotés :

Position	M _u [KN.m]	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b}$	B (tableau)	A (cm ²)	A' (cm ²)	M _{ser} [KN.m]	Fiss.préjudiciable		A _{ser} (cm ²)	A' _{ser} (cm ²)	A _{adop.} (cm ²)
							$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$			
En travée	137,906	0,060	0,969	10,23	0	97,509	Oui	Non	15,8	0	8T16
En appui	73,600	0,032	0,984	5,38	0	52,041	Oui	Non	8,25	0	6T14

□ Panneau appuyé sur trois cotés :

Position	M _u [KN.m]	$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b}$	B (tableau)	A (cm ²)	A' (cm ²)	M _{ser} [KN.m]	Fiss.préjudiciable		A _{ser} (cm ²)	A' _{ser} (cm ²)	A _{adop.} (cm ²)
							$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$			
En travée	44,992	0,02	0,990	3,27	0	31,813	Oui	Non	4,98	0	5T12
En appui	30,145	0,013	0,993	2,18	0	21,315	Oui	Non	3,30	0	5T10

1.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} ; \quad V_x = q \frac{L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} ; \quad q \frac{L_x \cdot L_y}{3L_y}$$

$$V_x \geq V_y$$

$$V_0 = V_x = \frac{101,870 \times 10^3}{1000 \times 400} \Rightarrow V_0 = 0,25 \text{Mpa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,25 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa} \dots \dots \dots (\text{v.c})$$

1.3. zone d'appui

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_0}{f_e}$$

$$330 \geq \frac{1,15 \times 101,870 \times 10^3}{400} = 292,88$$

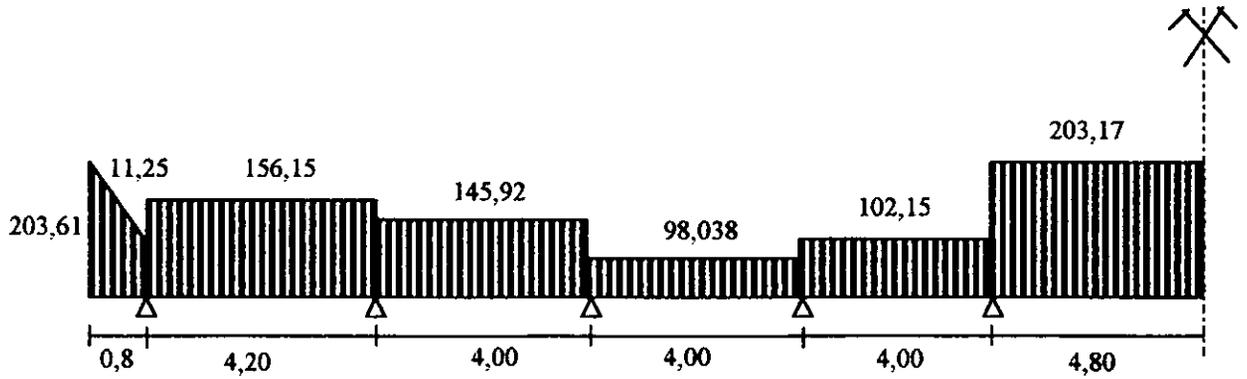
$$330 \geq 292,88 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

2. outre renversées:

2.1. Sens longitudinal

□ Poutre de rive :

La charge revenant pour charge travée



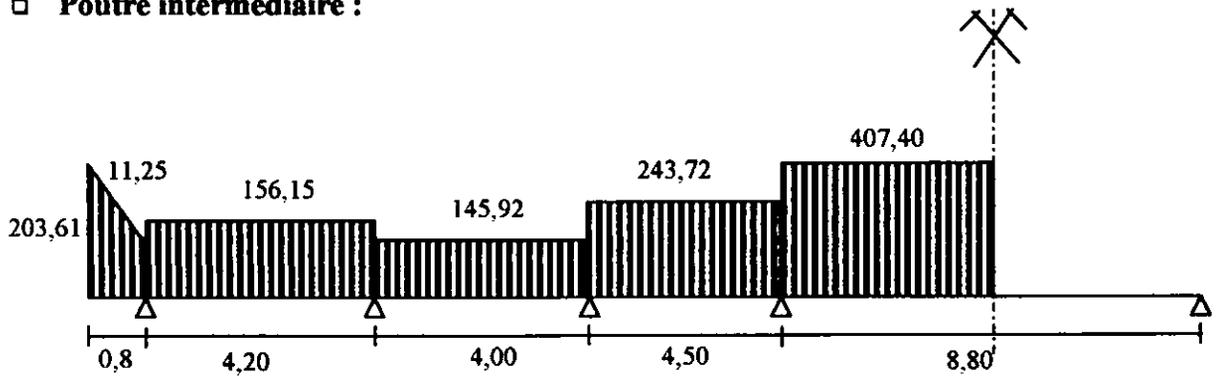
Après détermination des efforts on obtient

$M_{t_{max}} = 226,39 \text{ KN.m}$ (travée)

$M_{a_{max}} = 452,79 \text{ KN.m}$ (appui)

$T_{max} = 527,46 \text{ KN}$

□ Poutre intermédiaire :



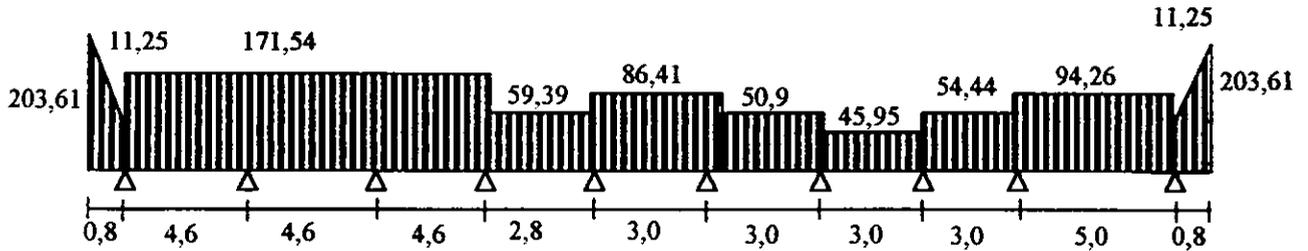
Après détermination des efforts on obtient

$M_{t_{max}} = 1802,5 \text{ KN.m}$ (travée)

$M_{a_{max}} = 2141,12 \text{ KN.m}$ (appui)

$T_{max} = 1792,56 \text{ KN}$

2.2. Sens transversal :



2.3. Ferrailage des poutres reversées :

Le calcul s'effectue pour une section en T dont les dimensions données ci contre

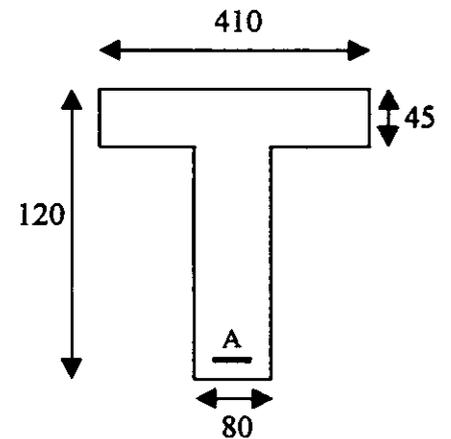
Avec :

$H = 120\text{cm}, \quad b = 410\text{cm}, \quad b_o = 80\text{cm}$

$H_o = 45\text{cm}, \quad \text{FeE400}$

$F_{c28} = 25\text{Mpa}, \quad \sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

Fissuration préjudiciable.



Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Sens	Poutre	Position	M_o [KN.m]	A (cm ²)	A' (cm ²)	M_{ser} [KN.m]	Fiss.préjudiciable		A_{ser} (cm ²)	A'_{ser} (cm ²)	$A_{adop.}$ (cm ²)
							$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$			
Longitudinal	Rive	Travée	226,39	6,04	0	160,07	Oui	Non	8,86	0	4T20
		Appui	452,79	12,09	0	320,15	Oui	Non	18,10	0	6T20
	Inter.	Travée	1802,5	48,64	0	1274,69	Oui	Non	64,34	0	8T32
		Appui	2141,5	57,93	0	1513,92	Oui	Non	79,06	0	10T32
Transversal	Rive	Travée	249,08	6,64	0	176,12	Oui	Non	9,37	0	2T20+ 2T16
		Appui	364,65	9,73	0	257,83	Oui	Non	14,53	0	4T20+ 4T16

2.4. Justification des poutres vis à vis l'effort tranchant :

Fissuration préjudiciable donc $\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$

Sens	Position	T _{max} (KN)	τ_u (Mpa)	A _t Calcul (Mm ²)	A _t Adopt. (Mm ²)	S _t Nod. (cm)	S _t n. nod. (cm)
Long.	Rive	527,79	0,61	201	4T8	15	30
	Inter.	1792,56	2,07	452	4T12	10	30
Trans.	Rive	464,02	0,54	220	4T8	15	30

VIII.2. Eléments d'infrastructure :

VIII.2.1. Les longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure elles servent à rigidifier l'ensemble des éléments de la base pour les sols meubles le RPA 88 préconise une section minimale de (30 x 30) cm² et (25 x 30) cm² pour les sols de consistance moyenne. Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous action d'un effort de N/15 pour les terrains de consistance moyenne N/10 pour les terrains meubles ou N : est la force axiale du poteau en question.

1. Ferrailage :

□ Etat limite ultime :

$$N_u = 4263,66 \text{ KN}$$

Selon les caractéristiques de notre sol (sol meuble)

$$N_u = N/10 = 426,366 \text{ KN}$$

$$A_{su} \geq N_{tu} / \sigma_s; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{su} \geq 1225 \text{ mm}^2$$

□ Etat limite de service :

$$N_s = 3084,23 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s / 10 = 308,423 \text{ KN}$$

$$A_{ss} \geq N_{ts} / \sigma_s$$

Fissuration préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min[2/3F_e; 100(\eta F_{ti})^{1/2}] \text{-----[1]}$$

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence

D'où $\bar{\sigma}_s = 183 \text{ Mpa}$ $A_{es} \geq 1685 \text{ mm}^2 = 16,85 \text{ cm}^2$

On adopte $6T20 = 18,85 \text{ cm}^2$

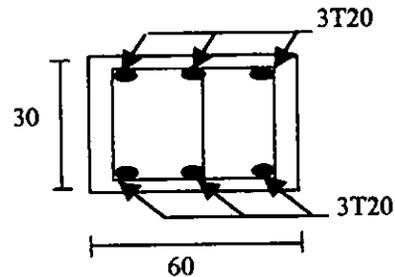
Le ferrailage minimum doit être 0,6%

$$A/B \leq 0,6\% \Rightarrow B \leq A / 0,6\% = 3141 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de béton $(60 \times 30)\text{cm}^2$ et les armatures transversales en T8 avec un espacement

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15\phi_2)$$

$$\text{soit } S_t = 20\text{cm}$$



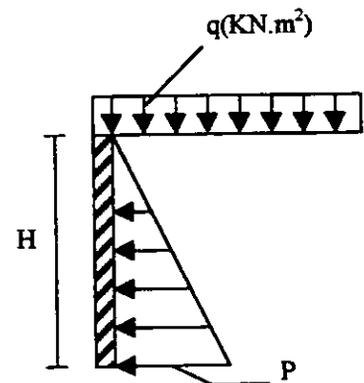
VIII.2.2. Voile périphérique :

➤ Introduction :

Le voile constitue une vraie boîte rigide au niveau de l'infrastructure d'où il conforme l'hypothèse de calcul qui l'encastrement au niveau (0,00m).

Le voile est sollicité en flexion simple sous l'effet de poussée des terres et les charges verticales.

Dans notre cas le parement est vertical, la terre pleine est horizontale et le frottement entre le voile et le remblai est négligeable.



La poussée est alors horizontale est égale à :

$$P = p \cdot h / 2;$$

$$\text{Avec : } p = \gamma H \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) \text{-----}[12]$$

La poussée due à la charge verticale :

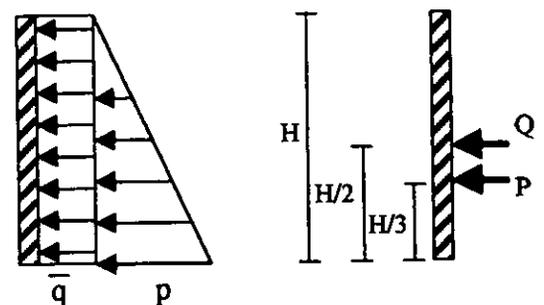
$$Q = q H \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2);$$

$$\text{On pose : } \bar{q} = q \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2)$$

$$A = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2)$$

$$\gamma = 15,3 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique des terres)}$$

$$\phi = 25^\circ \text{ (angle de frottement interne)}$$



A- Voile de niveau (-8,30m) :

La hauteur $H = 4,7\text{m}$

Le RPA 88 exige une épaisseur minimale égale à 15cm soit : $e_p = 30\text{cm}$

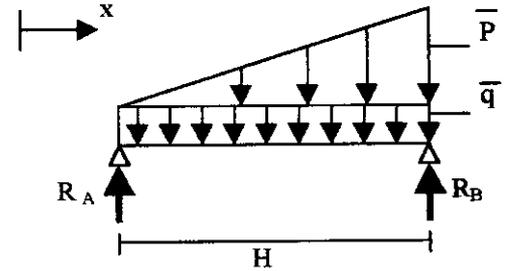
$q =$ poids du dallage + charge d'exploitation

$$q = 5,25 + 4 = 9,25\text{KN/m}^2$$

$$A = \text{tg}^2 (108/4 - 25/2) = 0,406$$

$$\bar{q} = A \cdot q = 0,406 \cdot 9,25 = 3,755 \text{ KN/m}^2$$

$$p = A \cdot \gamma \cdot H = 0,406 \cdot 15,3 \cdot 4,7 = 29,195 \text{ KN/m}^2$$



1. Sens vertical :

$$R_A = \bar{q} \cdot H/2 + p \cdot H/6$$

$$R_B = \bar{q} \cdot H/2 + p \cdot H/3$$

$$M(x) = (\bar{q} \cdot H/2 + p \cdot H/6) \cdot x - \bar{q} x^2/2 - p x^3/6H$$

$$T(x) = (\bar{q} \cdot H/2 + p \cdot H/6) - \bar{q} x - p x^2/2H$$

AN :

$$T(x) = 31,694 - 3,755x - 6,106x^2$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,65\text{m}$$

$$M(2,65) = M_{\text{max}} = 51,539 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{pour une bonde de 1m de largeur}$$

Le ferrailage se déduit d'un calcul à l'ELS étant donné que la fissuration est très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min [0,5f_e ; 90(n f_t j)^{1/2}] \text{-----}[1]$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence d'où } \bar{\sigma}_s = 165\text{Mpa}$$

$$b = 100\text{cm} , \quad d = 27\text{cm} , \quad \sigma_s = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_{\text{max}} / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = \frac{51,539 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 27^2} = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

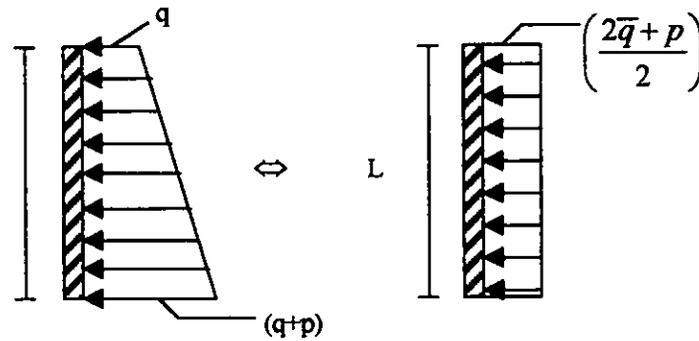
Tableau $\longrightarrow \beta = 0,975$

$$A_s = M_{\text{max}} / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = \frac{51,539 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 165} = 11,87\text{cm}^2$$

On adopte 8T14 = 12,31cm²

2. Sens horizontal :

La portée maximale du voile est $L = 4,20$



$$M_o = \frac{\left(\frac{2\bar{q} + p}{2}\right)L^2}{8} = \frac{\left(\frac{2 \times 3,755 + 29,195}{2}\right)4,2^2}{8} = 40,467 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_o = 20,234 \text{ KN/m}$$

M_o , M_t et M_a : moments isostatiques, en travée et en appui respectivement.

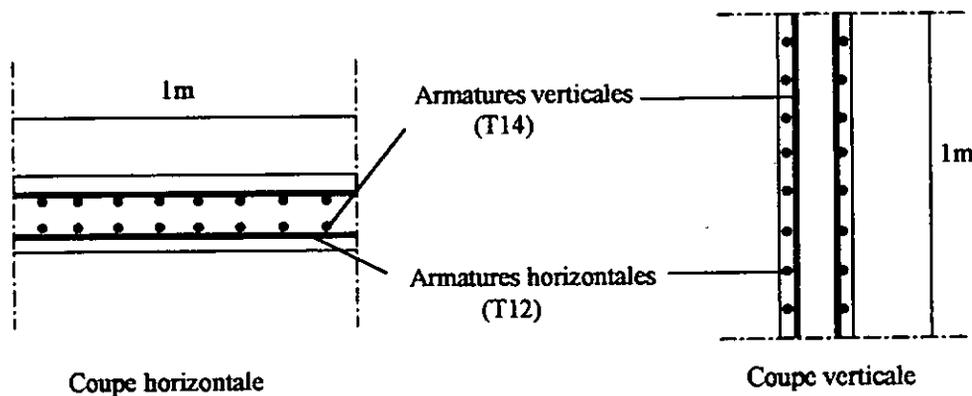
$$\mu = M_t / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = \frac{34,397 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 27^2} = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Tableau $\rightarrow \beta = 0,983$

$$A_s = M_t / B \cdot b \cdot \sigma_s = \frac{34,397 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 165} = 7,85 \text{cm}^2$$

On adopte $7T12 = 7,92 \text{cm}^2$

Les armatures calculées dans les deux sens doivent être disposées en deux nappes :



□ Vérification vis à vis l'effort tranchant :

$$\tau = V / b_0 d = R_B / b_0 d$$

$$R_B = 54,563 \text{ KN}$$

$$\tau = 54,563 \cdot 10^3 / 1000 \cdot 270 = 0,2 \text{ Mpa}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau = 0,2 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

B. Voile du niveau (-3,60m) :

La hauteur H = 3,60m

Soit l'épaisseur : ep = 20cm

$$\bar{q} = A \cdot q = 0,406 \cdot 9,25 = 3,755 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p = A \cdot \gamma \cdot H = 0,406 \cdot 15,3 \cdot 3,60 = 22,362 \text{ KN} / \text{m}^2$$

1. Sens vertical :

$$T(x) = 20,176 - 3,755x - 3,106x^2$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,01\text{m}$$

$$M(2,10) = M_{\max} = 24,562 \text{ KN/m}$$

$$B = 10\text{cm}, \quad d = 18\text{cm}, \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_{\max} / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = \frac{24,562 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 18^2} = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_s = M_{\max} / \beta \cdot d \cdot \sigma_s = \frac{24,562 \times 10^3}{0,972 \times 18 \times 165} = 8,50\text{cm}^2$$

on adopte 8T14 = 9,05cm²

2. Sens horizontal :

La portée maximale du voile est L = 5m

$$M_0 = \frac{\left(\frac{2\bar{q} + p}{2}\right) \cdot L^2}{8} = \frac{\left(\frac{2 \times 3,755 + 2,362}{2}\right) \times 5^2}{8} = 46,675 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_0 = 35,006 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 23,337 \text{ KN.m}$$

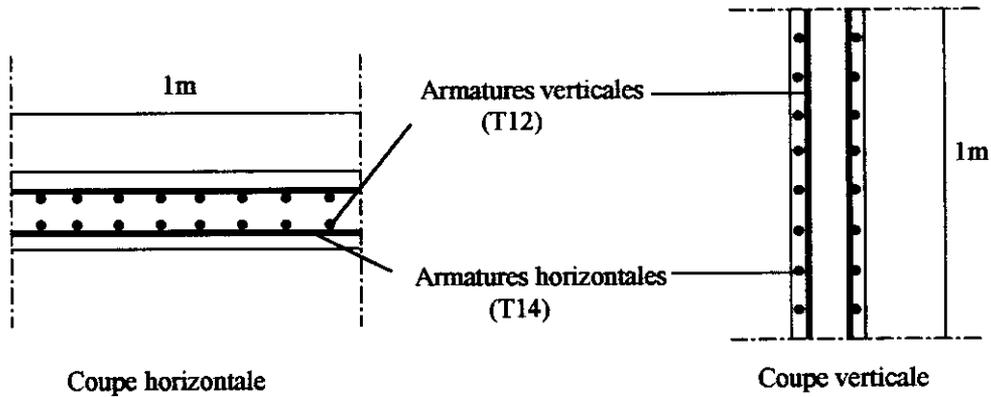
$$\mu = M_t / \sigma_s \cdot b \cdot d^2 = \frac{35,006 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 18^2} = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\text{Tableau} \longrightarrow \beta = 0,960$$

$$A_s = M_t / \beta.d.\sigma_s = \frac{35,006 \times 10^3}{0,960 \times 18 \times 165} = 12,28 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T14 = 12,31 cm²

Les armatures calculées doivent être disposées en deux nappes



□ Vérification vis à vis l'effort tranchant :

$$\tau = V / b_0 d = R_B / b_0 d$$

$$R_B = 33,594 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{33,594 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,187 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0,187 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Conclusion Générale

CONCLUSION

Le principal objectif de notre thèse été le calcul des éléments résistants d'une structure autostable, de forme irrégulière, à usage culturel.

Le travail effectuée ne manque pas d'importance et a permis d'un certain nombre de conclusions :

- Le prédimensionnement des poutres, des escaliers et des planchers est assuré par la limitation des déplacements «flèches»; le choix de poutre à goussets à travée considérable est posé d'une manière significative (coté économique, rigidité, esthétique), alors que celui des poteaux est plutôt assuré par la condition de résistance.
- La nécessité d'employer une toiture métallique qui permet :
 - De franchir des grandes portées grâce à la résistance de l'acier à la traction.
 - D'avoir une structure légère.
 - Une exécution rapide (montage) sur chantier.
 - D'éviter les difficultés de coffrage et de réalisation d'un plancher terrasse en béton armé.
- Le comportement ainsi que la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement quelconque; en adoptant un modèle qui reflète le mieux possible la réalité, permet d'obtenir la période fondamentale, le mode de vibration ainsi que les déplacements.
- En tenant compte de la nature défavorable du terrain d'assise de la structure et d'après l'étude de sol on a abouti à un radier nervuré qui assure la stabilité de la structure d'une part et évite le risque d'éboulement des talus dus à la différence de niveau durant l'excavation des fouilles d'une autre part. .

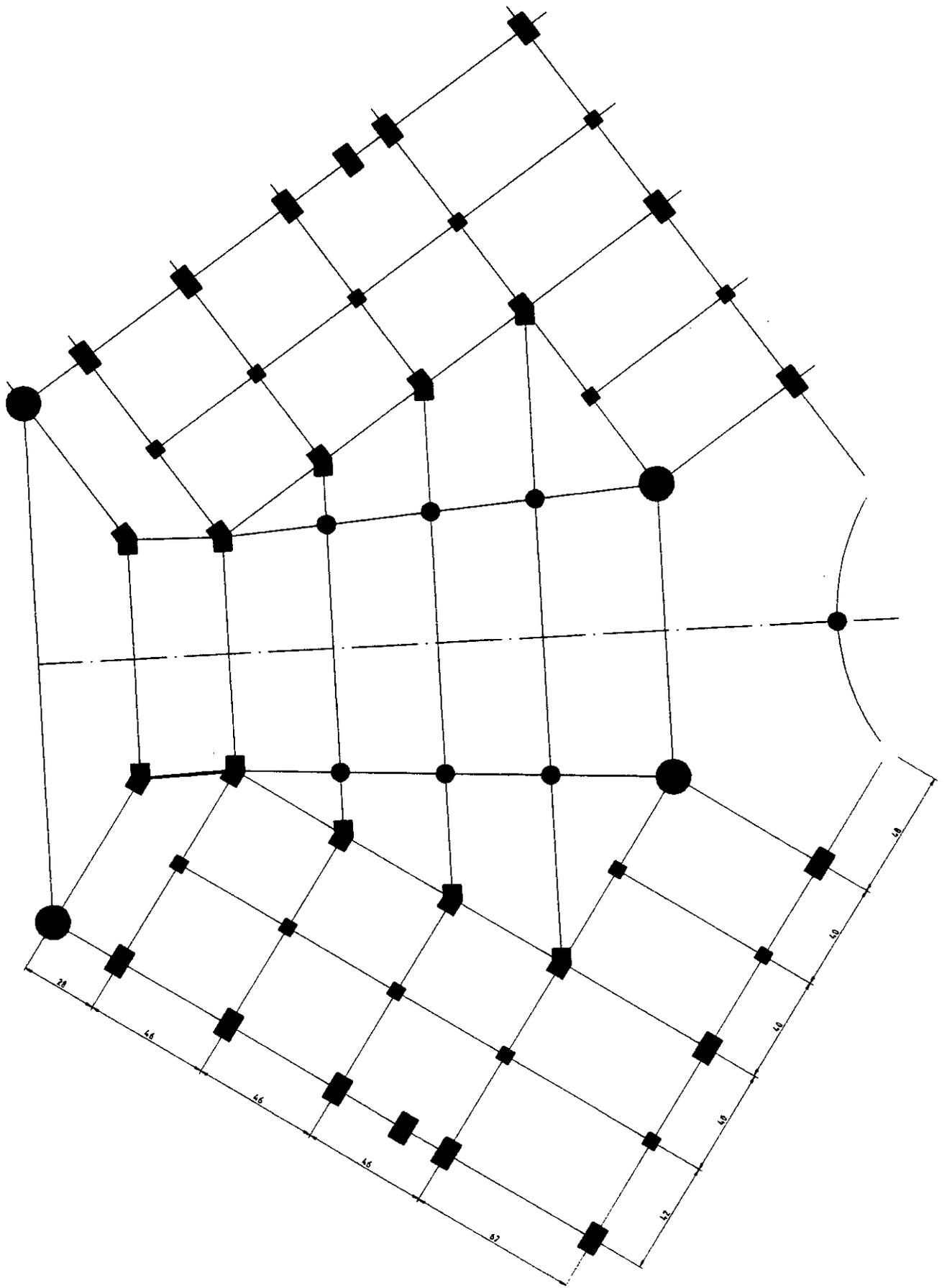
Il apparaît donc clairement qu'à travers ce projet de fin d'étude, toutes les étapes que doit suivre l'ingénieur concepteur et réalisateur ont été empruntées avec une attention particulière liée à la nature de l'ouvrage étudié.

BIBLIOGRAPHIE

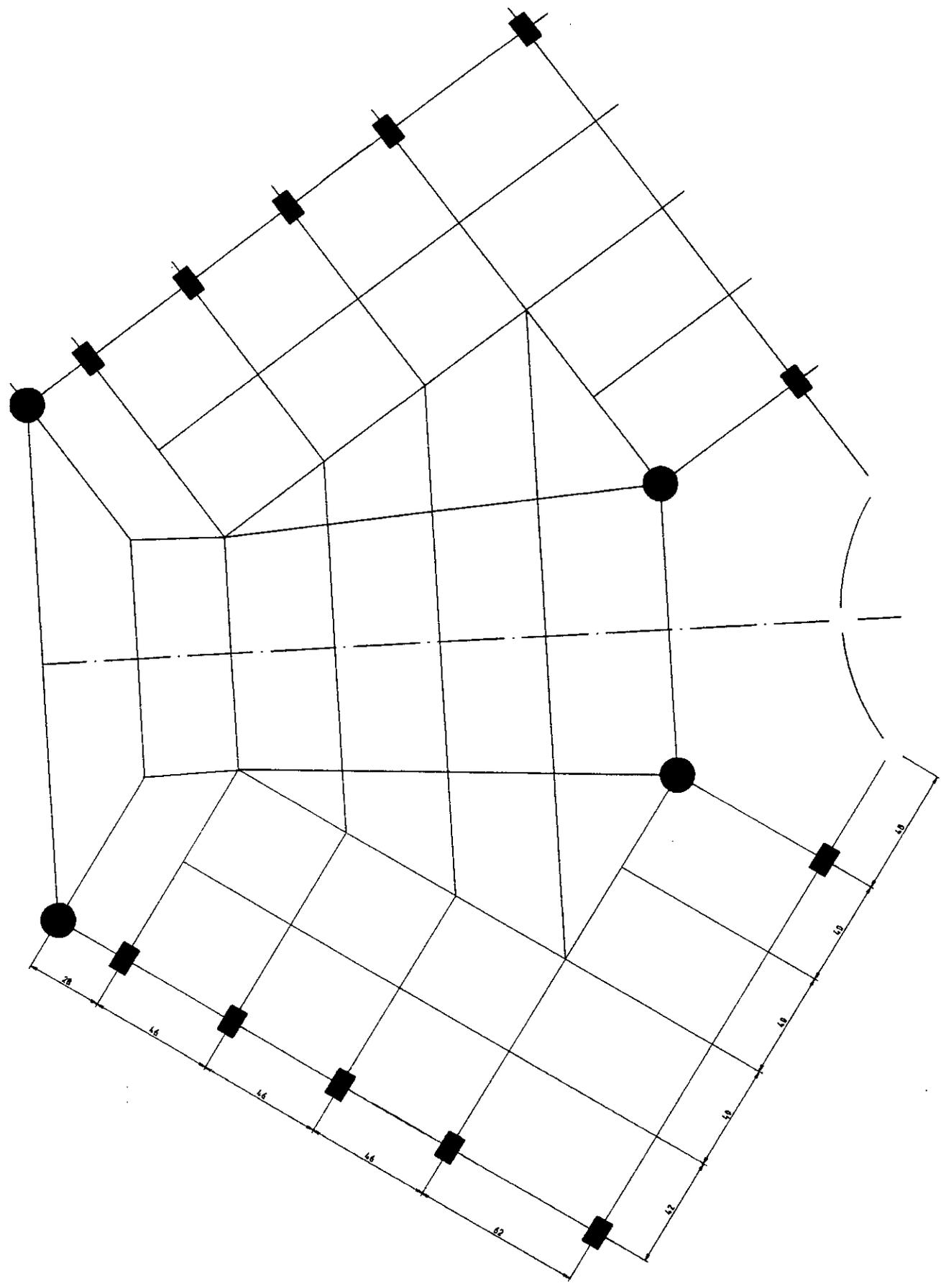
- (1) Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 .
(DTR-BC-2-41)
- (2) Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R. -C-22-C.G.S.)
- (3) Règles parasismiques algériennes (D.T.R.-C-2-48-C.G.S. -1988)
- (4) Calcul des ouvrages en BA suivant les règles BAEL 83 .
- (5) Cours de charpente métallique de 4^{ème} année.
- (6) Calcul des ouvrages en béton armé - M.Belazoughi -
- (7) Pratique du BAEL 91
- (8) Cours pratiques des constructions métalliques
- (10) Manuel STAAD.III
- (12) Cours pratique de mécanique des sols tome :1 - G. Sanglerat -
- (13) Règles de calcul des constructions en acier(CM 66 - 1982
- (14) Règles Neige et Vent (NV 65)
- (15) RPA 88 (DTR)
- (16) Guide pratique des CM

Annexes

Niveau Sons. sd.



Niveau 22, 10.



إن الهدف من هذه الدراسة :

- تصميم و دراسة بناية ذات طابع ثقافي متواجدة بولاية المدية، متناظرة و تحوي فراغ هام.
 - المرحلة الأولى من هذا العمل تقتصر على دراسة الحسابات الأولية و حساب العناصر.
 - المرحلة الثانية تهتم بدراسة السقف المعدني.
 - المرحلة الثالثة تهتم بالدراسة الديناميكية و ذلك باستخدام نظام " **Staad.III** " .
 - في المرحلة الرابعة نحدد التأثيرات بفرض تسليح العناصر المقاومة (العارضات و الأعمدة).
 - أخيرا نستغل دراسة التربة لحساب الأساسات.
- كل الحسابات تكون موافقة للقوانين المعمول بها في الجزائر.

Résumé :

La présente étude a pour objet :

Conception et étude d'une structure à usage culturel « complexe théâtral de Médéa » symétrique avec un vide considérable.

- La première partie de ce travail traite le prédimensionnement et le calcul des éléments.
- la deuxième partie concerne le calcul de la toiture mécanique.
- la troisième partie a pour but l'analyse dynamique. Elle est basée sur l'utilisation du logiciel **Staad.III** de calcul des structures.
- dans la quatrième partie on déterminera les sollicitations pour pouvoir passer au ferrailage des éléments résistants (Poteaux , poutres).
- En fin on exploitera l'étude de sol afin de calculer les fondations.

Tous les calculs sont faits conformément aux règles en vigueur en Algérie.

Absract :

The present study has for object :

conception and survey of a symmetrical structure with a considerable emptiness, to theatrical « complex cultural » use situated to médéa.

- The first left from this work treats the prédimensionnement and the calculation of elements
- The second part concerns the calculation of the metallic roofing.
- the third part has for goal the dynamic analysis. It is based on the use of the software **Staad.III** of structure calculation .

- In the forth left on will determine sollicitations to be able to pass to ferrailage of elements resistantts (poteaux, beams) .

- In the end one will exploit the survey of soil in order to calculate fondations.

All calculations are made in accordence with the in force rules in Algeria.

Mots clés:

Auditorium, Gradin, Radier, Semelle filante, Charpente métallique.