

Dédicace

A ma mère

A mon père

A mon frère et mes sœurs

A tous mes chers collègues et amis

A mon binôme Oussama et à sa famille

L.Mohamed

Dédicace

Je dédie ce présent travail en signe de reconnaissance à mes très chers parents qui ont tout fait pour me soutenir dans mes études.

A ma grand mère.

A mes frères et sœurs.

A mes oncles, tantes et mes cousins.

A toute ma famille.

A mon binôme Mohamed et à sa famille.

A.Oussama

Remerciements

En premier lieu, nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier et à exprimer nos profondes reconnaissances à notre promoteur Mr BELMIHOUB qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail soient assurés de nos profondes gratitude.

Introduction générale

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

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment.

Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc... ;
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, ports, tunnels, etc... ;
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc... ;

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier une tour R+5+SS contreventée par un système mixte "voiles-portiques". Le travail a été partagé en 2 parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- généralités sur les matériaux ;
- redimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments ;
- calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, ...) ;
- étude dynamique de la structure (période, interaction,...) ;
- étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) ;

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure , et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

Introduction générale

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

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment.

Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel,
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc... ;
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, ports, tunnels, etc... ;
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc... ;

Le présent projet entre dans le cadre du gros œuvre, consiste à étudier une tour R+5+SS contreventée par un système mixte "voiles-portiques". Le travail a été partagé en 2 parties principales :

La première partie est l'étude de la superstructure, et qui contient :

- généralités sur les matériaux ;
- redimensionnement des éléments, qui est une estimation préliminaire des dimensions des éléments ;
- calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, ...) ;
- étude dynamique de la structure (période, interaction,...) ;
- étude des éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) ;

La deuxième partie est l'étude de l'infrastructure , et qui consiste à choisir sur la base du rapport géotechnique le type de fondation pour la structure, puis la calculer.

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans leurs études pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment en (r+5 étages + un sous sol).

Cet ouvrage est à usage multiple :

- ✓ Les étages courants à usage d'habitation.
- ✓ Le RDC à usage commercial.
- ✓ Le sous-sol comme parking.

Notre projet entre dans le cadre de la réalisation des logements, « la résidence », qui est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RBA99 /version 2003 /article3-2», dans le groupe d'usage 2, ayant une importance faible.

I.3. implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est situé à **Bouira** (rue mahfoudi fateh) qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'algerie (RBA99/2003), en zone (**II a**), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.4. Caractéristiques géométriques

Notre ouvrage présente de caractéristiques géométriques suivantes :

- ✓ La hauteur totale**21,88 m**
- Le bâtiment comprend un RDC et un sous-sol dont :
- ✓ La largeur **17,62 m**
 - ✓ La longueur **19,40 m**
 - ✓ La hauteur d'étage courant **3 .06 m**
 - ✓ La hauteur du rez-de-chaussée**4 ,08 m**
 - ✓ La hauteur du sous- sol **3 ,06 m**

I.5. Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-a-1.a) du RBA99/version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone **IIa**, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales (effort sismique), elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6. Les éléments structuraux et les éléments non structuraux

I.6.1. Les éléments structuraux

On distingue :

- ✓ Les éléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poutres, poteaux, planchers, voiles, mur ...)
- ✓ Les éléments secondaires : élément porteur ne faisant pas partie du système de contreventement (poteaux, murs....)
- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et assurent l'isolation thermique et phonique.
- **Les poutres** : sont des éléments qui assurent la transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées.
Dans cette fonction, elle est soumise à la flexion simple plane (moment de flexion et effort tranchant).
- **Les poteaux** : sont des éléments qui assurent la transmission verticale des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Ils sont destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, ils sont sollicités à la flexion composée bi axiale (effort normale, effort tranchant et deux moments fléchissant) à la base de la structure.

▪ **l'infrastructure** : elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- ✓ Limitation des tassements différentiels en cas d'utilisation de radier générale.
- ✓ Limitation des tassements.

I.6.2. Les éléments non structuraux

Elle comporte tout les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement tel que : les cloisons, acrotères, les murs en maçonnerie ...

▪ **les escaliers**

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

▪ **La maçonnerie**

➤ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

➤ Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

▪ **balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.

▪ **l'acrotère** : c'est un élément en béton armé (consol), contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales. Elle est calculée en flexion composé

I.7. Caractéristiques du sol.

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol de caractéristiques suivantes :

- la contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1.7 \text{ bar}$

I. 8. 1 Régularité en plan

• Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

• A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment.

• La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher est inférieur ou égale à 4.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés indéformables dans leur plan.

Dans notre projet, on remarque que les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

I. 8.2 Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, tous les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion : selon les deux critères le bâtiment est classé régulier en plan et en élévation.

I.9. Réglementation et normes utilisées

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en algérie à savoir :

- ❖ Le CBA93 (code de béton armé).
- ❖ Le RBA 99 révisée 2003(règlement parasismique algérien).
- ❖ Le BAEL 91(béton armé aux états limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (document technique réglementaire charges et surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (règles de calculs des fondations superficielles).

I.10. Les états limites

I.10.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

I.10.2. Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà là de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue:

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (pas de renversement).
- ❖ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.10.3. Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- ❖ Etat limite de déformation : flèche maximale.
- ❖ Etat limite de compression du béton.

I.11. Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc...), ou bien comme une déformation imposée à la structure (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc...)

I.11.1. Les différents types d'actions**➤ Les actions permanentes (g)**

Les actions permanentes sont celles dont la variation dans le temps est négligeable, elles comprennent :

- ◇ Le poids propre de la structure.
- ◇ Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- ◇ Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ◇ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

Les charges d'exploitations.

- ◇ Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- ◇ Les charges climatiques (neige et vent).
- ◇ Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles**

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- ◇ Les chocs.
- ◇ Les séismes (e).
- ◇ Les explosions
- ◇ Les feux.

I.11.2. Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas du chargement le plus défavorable.

a. Combinaison d'action à l'ELU

➤ **Situation durable ou transitoire (CBA93 article a.3.3.2.1)**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35g_{\max}+g_{\min}+1,5q_1+\sum 1,3\psi_{0i} q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles (CBA93 article a.3.3.2.2)**

$$1,35g_{\max}+g_{\min}+f_a+\psi_{1i} q_1+\sum \psi_{2i} q_i \quad (i>1)$$

f_a : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} q_i$: valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b. Combinaison d'action à l'ELS :(CBA93 article a.3.3.3)

$$g_{\max} + g_{\min} + q_1 + \sum \psi_{0i} q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

g_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

g_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

q_1 : action variable de base.

q_i : action variable d'accompagnement.

I.11.3. Combinaisons de calcul

les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\text{Situations durables} \begin{cases} \text{ELU : } 1.35g + 1.5q \\ \text{ELS : } g + q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles} \begin{cases} G + Q + E. \\ G + Q + 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \text{ pour les structures auto-stable } \mathbf{RBA99 (article 5.2)}$$

Avec : - g : étant l'action permanente.

- q : charge d'exploitation.

- e : l'action du séisme.

I.11.4 les sollicitations

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

I.12. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées**I.12.1. Béton**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

▪ Ces principaux constituants sont :

▪ **Le ciment**

c'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le cpa 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 375kg. (BAEL91 : article b.1.1).

▪ **Les granulats**

ces sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- les granulats provenant de concassage des roches.

▪ **Les adjuvants**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.12.2 : dosage du béton

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 kg/m³ de ciment, sa composition courante est comme suite :

- ciment : 350kg de cpa325.
- gravier : 800 kg de 15/25 mm.
- sable : 400 kg de 0/5mm.
- eau : 175 litres d'eau de gâchage

I.12.3. Caractéristiques du béton

➤ **Résistance mécanique à la compression (f_{cj})**

Dans les cas courants, au point de vue mécanique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm. D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

cette résistance est donnée par la relation suivante :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article a.2.1.1.1})$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article a.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

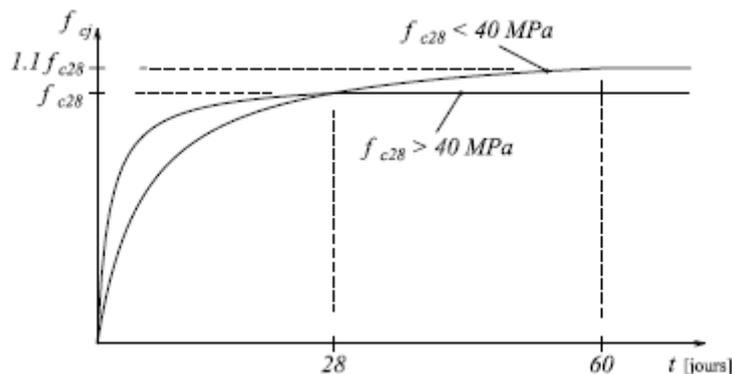


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

- Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (cpa325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.
- Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction (f_{ij})**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{ij}) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{avec} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad (\text{CBA93 article a.2.1.1.2})$$

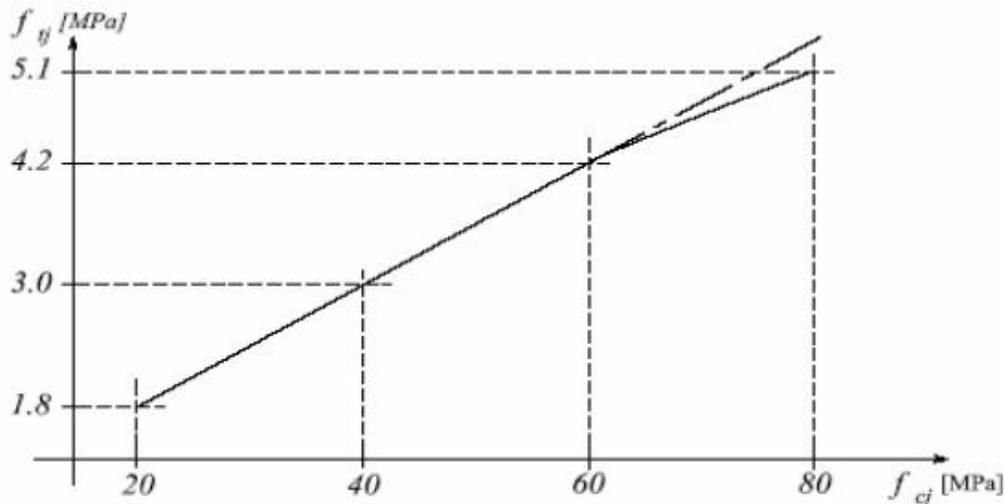


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Pour notre cas $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

➤ **Valeurs de calcul à la compression.**

• **Contrainte limite à l'ELU**

la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 : article :a.4.3.4.1}) \text{ avec :}$$

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

θ : coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

• **Diagramme des contraintes- déformations**

ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

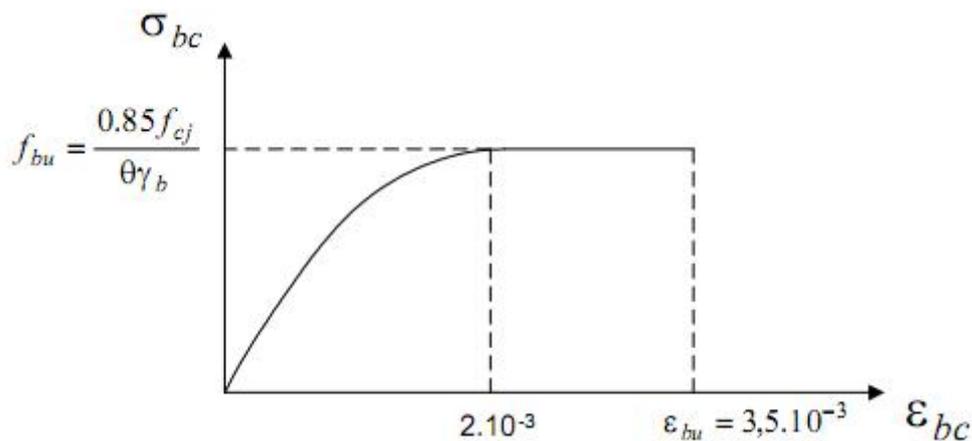


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Le diagramme (parabole-rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2⁰/100 : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5⁰/100 : en flexion simple ou composée.

Contrainte limite à l'ELS

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

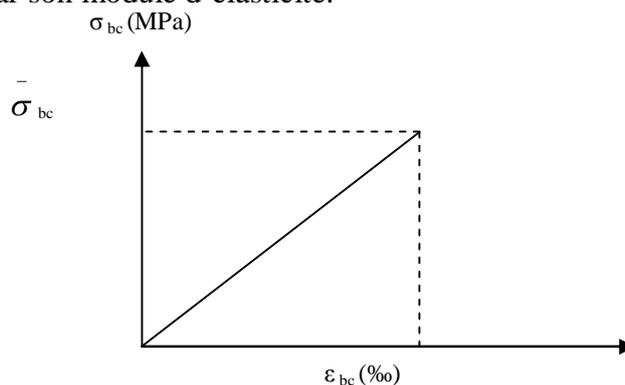


Figure I.4. Diagramme des contraintes limite du béton

Le béton comprimé est considéré comme un matériau élastique et linéaire. La contrainte de compression du béton est limitée en service à :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ (CBA93 article a.4.5.2)}$$

Avec :

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

Pour notre cas $f_{c28} = 25MPa$ donc $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton**

• **A court terme :(module de déformation instantanée)**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article a.2.1.2.1)

• **À long terme :(module de déformation différée)**

pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ (CBA93 article a.2.1.2.2)

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

Pour notre cas $f_{c28} = 25MPa$ donc on a :

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20MPa \\ E_{v28} = 10818.86MPa \end{cases}$$

➤ **Coefficient de poisson (CBA93 article a.2.1.3)**

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$

et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

➤ **Module de déformation transversale du béton**(CBA93 article a.2.1.3)

le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement (du béton)**(BAEL91 article a.5.1.211)

dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible $\bar{\tau}$ diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) & \text{pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) & \text{pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25MPa$ donc :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = 3.33MPa & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = 2.50MPa & \text{fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

I.12.4. Aciers

Définition

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

- ✓ **Le rôle** des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité est pris égale à : $e_s=200\ 000\ MPa$

On distingue :

- **Les treillis soudés**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

- **Les ronds lisses**

Ce sont des barres laminées de section circulaires.

- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

➤ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la Rupture (%)
Haute Adhérence	Fee400	400	310-490	22
	Fee500	500	390-490	25
Ronds lisses	Fee215	215	480	14
	Fee235	235	550	12
Treillis soudés	Fee500	500	550	12

selon (**l'art 7.2.2 du RBA99/version 2003**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500 \text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5% .

➤ **Nuances d'aciers utilisés**

- **Longitudinalement** : on utilise des barres de haute adhérence de nuance fee400, de limite d'élasticité de 400 MPa.
 - **Transversalement** : on utilise des ronds lisses de nuance fee235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
 - **Les treillis soudés** : les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.
- t1 50 ($\Phi > 6 \text{mm}$) ; $f_e = 500 \text{MPa}$.
- t1 52 ($\Phi \leq 6 \text{mm}$) ; $f_e = 520 \text{MPa}$

➤ Contraintes de calcul aux états limites

▪ Etat limite ultime

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \frac{E_s}{\varepsilon_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

ε_s : allongement relatif.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité.

pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 & \text{pour une situation courant} \\ 400 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$

• Diagramme des contraintes – déformations (acier) (CBA93 article a.2.2.2)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

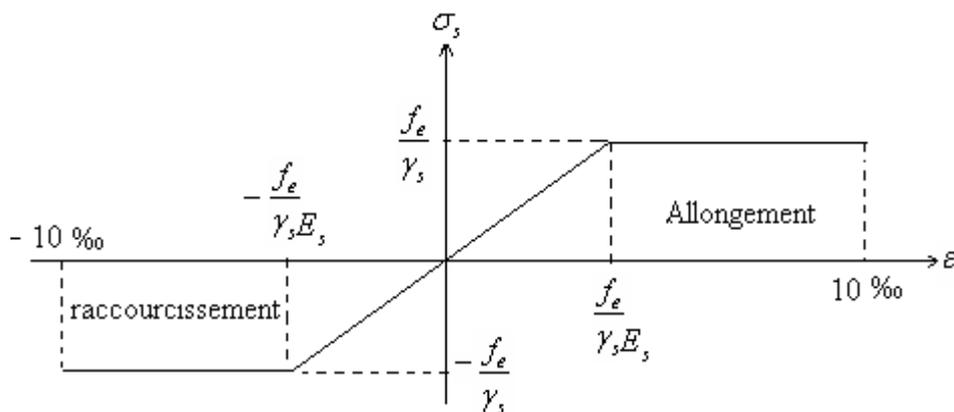


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ε_s .

▪ **Etat limite de service**

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

1) Fissuration peu nuisible

Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

2) Fissuration préjudiciable

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{2}{3} \times f_e \quad , \quad 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration tel que : } \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier HA} \end{cases}$$

3) Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min \left[\frac{1}{2} \times f_e \quad , \quad 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

➤ **Protection des armatures**

dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Tableau I.2. L'enrobage des armatures.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de e
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couvert et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Avec :

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1) : enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) : la valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

I.13. Hypothèses de calcul (CBA93 article a.4.3.2)

I.13.1. Hypothèses de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique, à savoir :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \rightarrow$ en flexion simple.

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow$ en compression simple.

- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots a, b, c (la règle des trois pivots) (figure i.1).

➤ règle des trois pivots

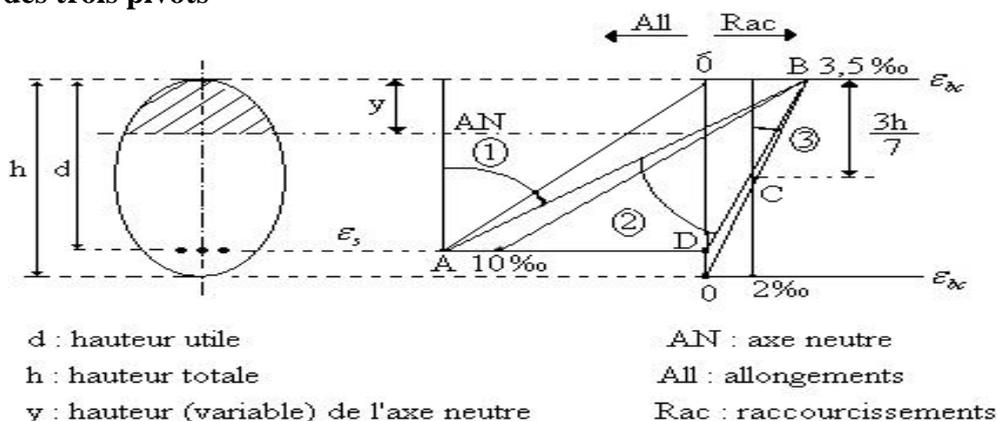


Figure I.6. Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- le pivot a si $y \leq 0.2593 \times d$
- le pivot b si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- le pivot c si $y \geq h$

ϵ_{bc} : la déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

ϵ_s la déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

A_s : armatures longitudinales dans la zone comprimée.

A'_s : Armature longitudinales dans la zone tendue.

Y : position de l'axe neutre.

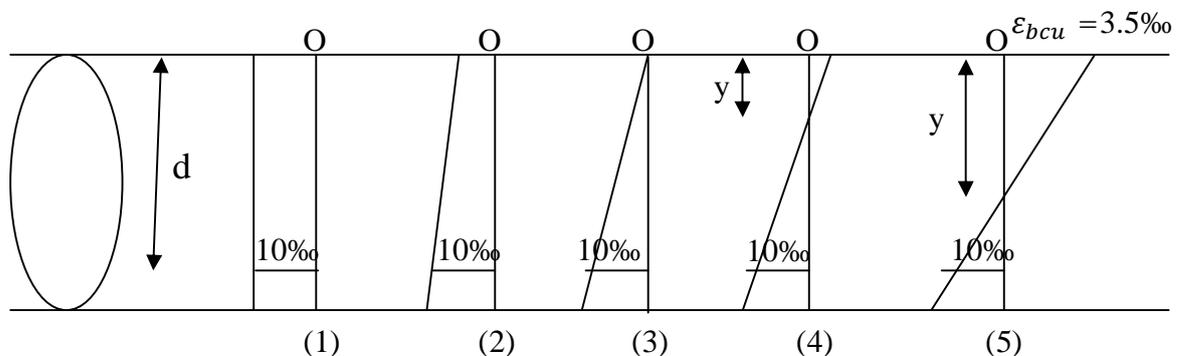
le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicité aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)
- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression pure (compression simple)

quelque soit le type des sollicitations, le diagramme des déformations passe par l'un des points a, b ou c appelé pivot.

on distingue trois domaines :

- **dans le domaine 1** : pivot a, l'état limite ultime est définie par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, diagramme de déformation passe par le pivot a, et peut prendre l'une des positions suivantes :



Schéma(1) : correspond à la traction simple (ou la dilatation égale à 10‰)

Schéma(2) : correspond à la traction totale de la section (flexion composée ou la section est entièrement tendue ou force de traction avec une petite excentricité)

Schéma(3) : comme le schéma(2)

Schéma(4) : correspond à la flexion simple ou composée ou la section est partiellement comprimée avec $\varepsilon_{bc} < \varepsilon_{bcu} = 3.5\%$

Cas particulier :

$\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} = 2\%$ Les triangles semblables donnent :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{2/1000}{10/1000} \Rightarrow y = 0.167d$$

Si on pose $y = \alpha \cdot d$ on obtient $\alpha = 0.167$

Schéma(5) : comme le schéma (4) avec : $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3.5\%$

La position limite ab correspond à axe neutre comme suite :

$$\frac{y}{d-y} = \frac{3.5}{10} \Rightarrow y = 0.259d$$

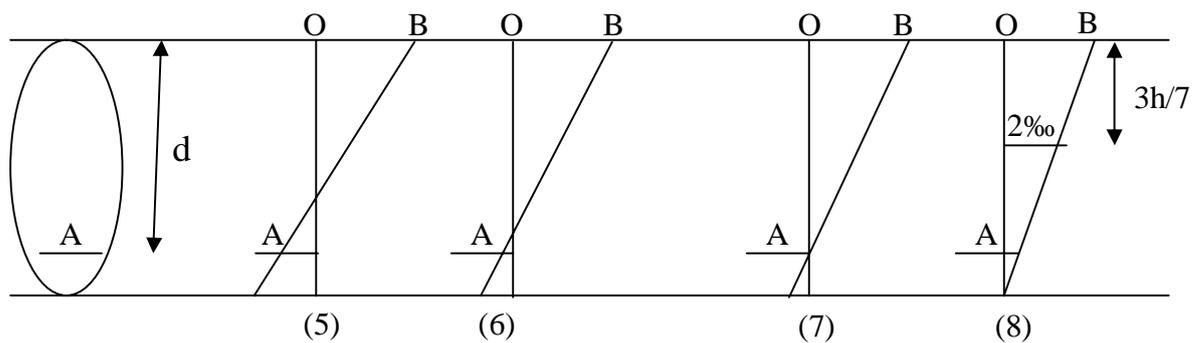
$$y_{AB} = \alpha_{AB} \times d = 0.259d \Rightarrow \alpha_{AB} = 0.259$$

Remarque : le diagramme des déformations passe par le pivot a dans le cas de la flexion simple ou composée si : $\alpha_{AB} \leq 0.259$

on ne peut pas augmenter la zone comprimée par l'augmentation de ε_{bc} plus que sa valeur maximale qui est 3.5 ‰, on doit donc diminuer σ_s (donc diminuer ε_s)

le diagramme des contraintes pivot autour de b jusqu'à ce que ε_s atteigne zéro, afin de renforcer la zone comprimée et prendre l'une des positions suivantes :

• **Dans le domaine 2** : pivot b, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée du béton, le diagramme des contraintes passe par le pivot b est peut prendre l'une des positions suivantes



Schéma(6) : correspond à la flexion simple ou composée avec $\epsilon_{bc} = \epsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$ et $\epsilon_s < 10\text{‰}$

Schéma(7) : comme le schéma (6) avec : $\epsilon_s = 0$ ($y=d \rightarrow \alpha=1$)

Schéma(8) : correspond à la flexion composée avec force de compression quand le raccourcissement de la fibre la plus comprimé atteint 3.5‰ et raccourcissement nul de la fibre la moins comprimée, c'est l'état limite de domaine(2).

Remarque : la flexion simple ou composée avec un ferrailage tendue $0.259 < \epsilon < 1$ caractérisée le pivot b, si on fait pivoter la droite de b, la petite zone située au dessous du ferrailage devient tendue (contrainte égale à zéro et le ferrailage devient comprimée) correspond à la flexion composée (section doublement armée et partiellement comprimée)

Le pivot b avec : $1 < \alpha < y/d$

- **Dans le domaine3** : pivot c, cette zone est caractérisé par un raccourcissement maximal du béton comprimé comprise entre 2‰ et 3.5‰, le diagramme des déformations passe par pivot c et peut prendre l'une des positions suivantes :

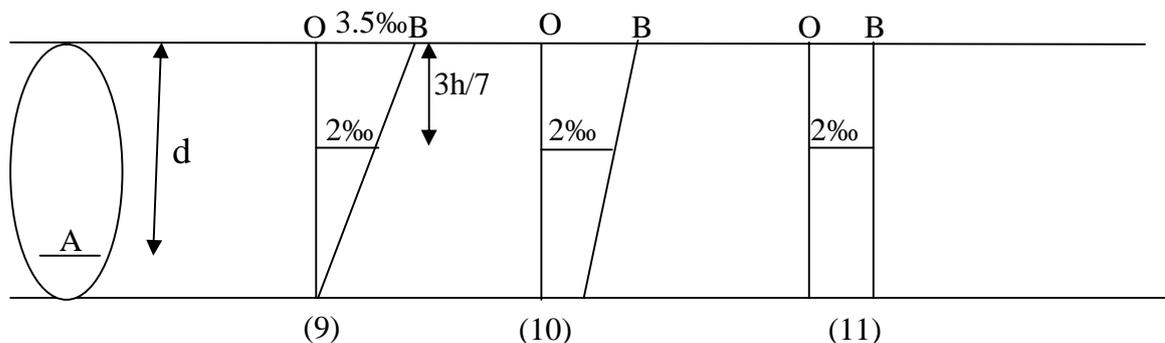


Schéma (10) : correspond à une flexion composée quand la section est entièrement comprimée l'axe neutre sera en dehors de la section $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bcu} = 3.5\text{‰}$

Schéma (11) : correspond à une compression simple $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ pour toute la section.

Remarque : la compression simple et composée caractérise le pivot c

$2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$ au niveau de la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ au niveau de la fibre la moins comprimée.

➤ Résumé

Pivot a : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime. **Pivot b** : flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime.

Pivot c : compression simple ou composée.

I.13.2 hypothèses de calcul à l'ELS (BAEL91 article a.4.5)

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de bernoulli).
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ $E_{vj} = 10818,865$ MPa.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20$ MPa.
- ✓ $F_e = 400$ MPa.

II.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

Condition d'isolation acoustique

Pour le respect d'une bonne isolation contre les bruits aériens :

$$e \geq 15\text{cm.}$$

Condition de sécurité contre l'incendie

Pour une heure de coupe-feu : $e = 7\text{cm.}$

Pour deux heures de coupe-feu : $e = 11\text{cm.}$

Isolation phonique

$$e \geq 13\text{cm (CBA 93)}$$

II.2.1. Dalle a cors creux (plancher courant)**a. Définition**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93).

Article : **B-6-8-4, 2-4**): $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression corps creux.

L : la portée maximale de la poutre

$$L_{X \text{ Max}} = 3,15\text{m}$$

$$L_{Y \text{ Max}} = 3,45\text{m}$$

$$h \geq \frac{\min(L_x \text{ max}, l_y \text{ max})}{22,5} \Leftrightarrow h \geq \frac{315}{22,5} = 14\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20$ cm
Avec :

- ✓ $h_{cc} = 16$ cm : hauteur du corps creux.
- ✓ $h_{ddc} = 4$ cm : hauteur de la dalle de compression.

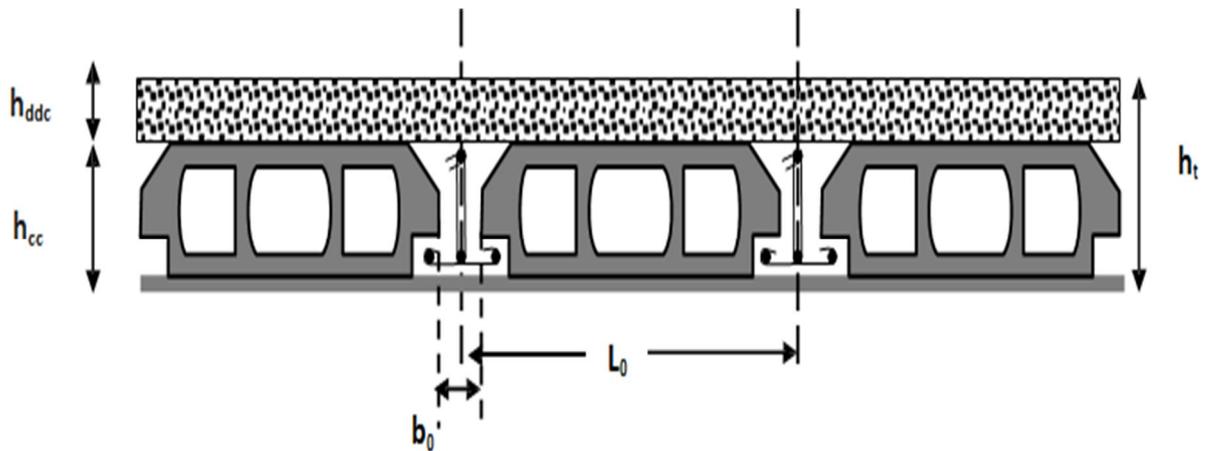


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

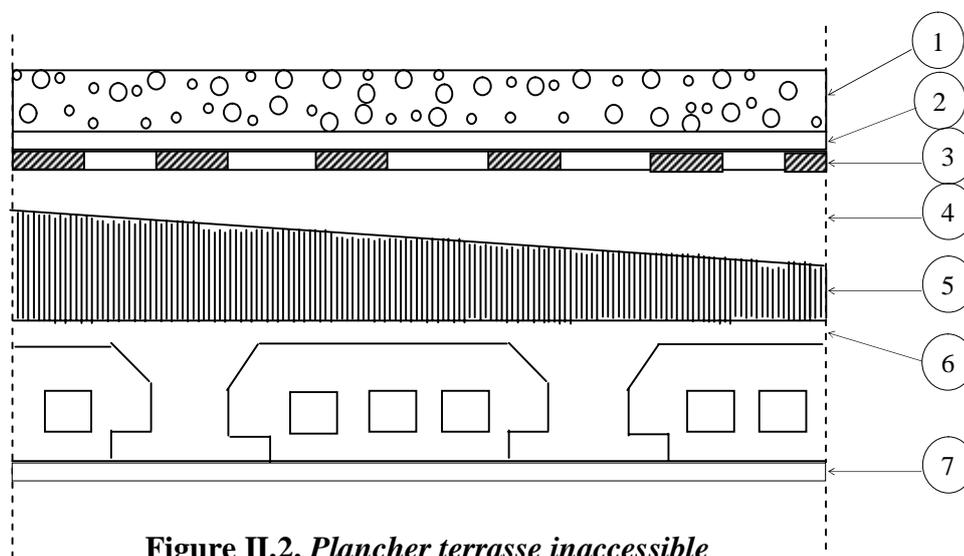


Figure II.2. Plancher terrasse inaccessible

- 1- Protection lourde en gravier
- 2- Etanchéité multicouche
- 3- Isolation thermique
- 4- Couche pour vapeur en fente bitumée
- 5- Forme de pente en béton nègre
- 6- Plancher à corps creux (16+4)
- 7- Enduit en plâtre

➤ **Plancher étage courant**

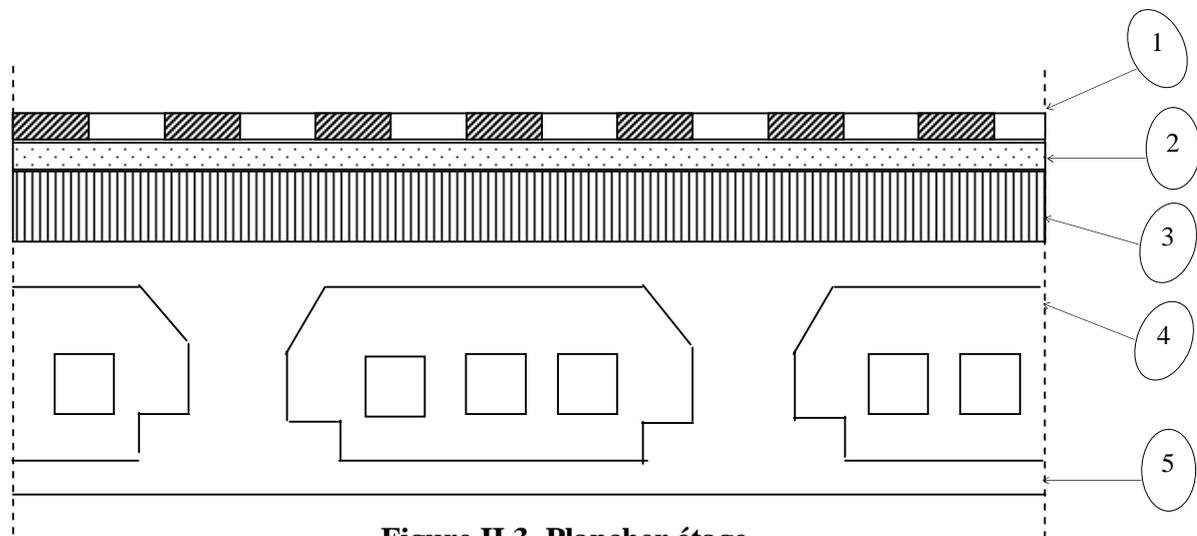


Figure II.3. Plancher étage courant

- 1- Revêtement en carrelage
- 2- Mortier de pose
- 3- Lit de sable
- 4- Dalle de corps creux (16+4)
- 5- Enduit de plâtre
- 6- Cloisons de séparations

b. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère

II.3. Pré dimensionnements des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastree au niveau de la poutre de rive

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

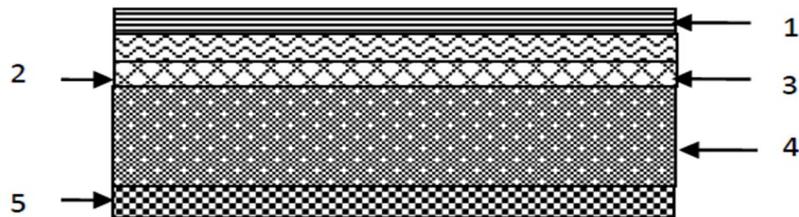
$$e \geq \frac{L}{10} \quad L : \text{longueur de balcon}$$

$$e \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

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

Remarque

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu (pour 2 heures de résistance au feu) qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines et balcons d'épaisseur $e=15\text{ cm}$.



Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Figure II.4. Coupe transversale sur un plancher à dalle plein

- 1- Revêtement en carrelage
- 2- Mortier de pose
- 3- Lit de sable
- 4- Dalle pleine
- 5- Enduit en mortier

II.4. Pré dimensionnements des voiles

D'après l'article 7.7.1 du RPA2003 :

On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$.

Avec :

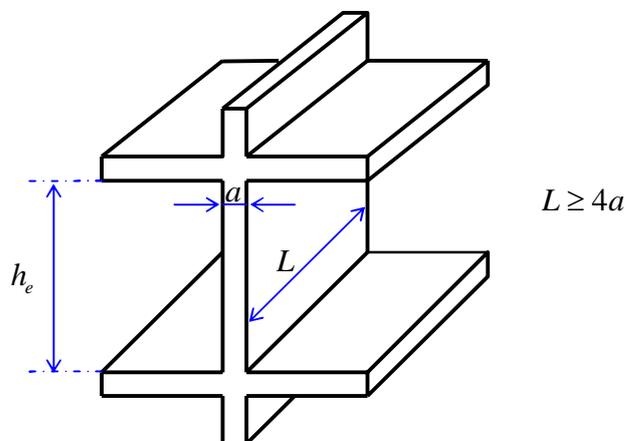
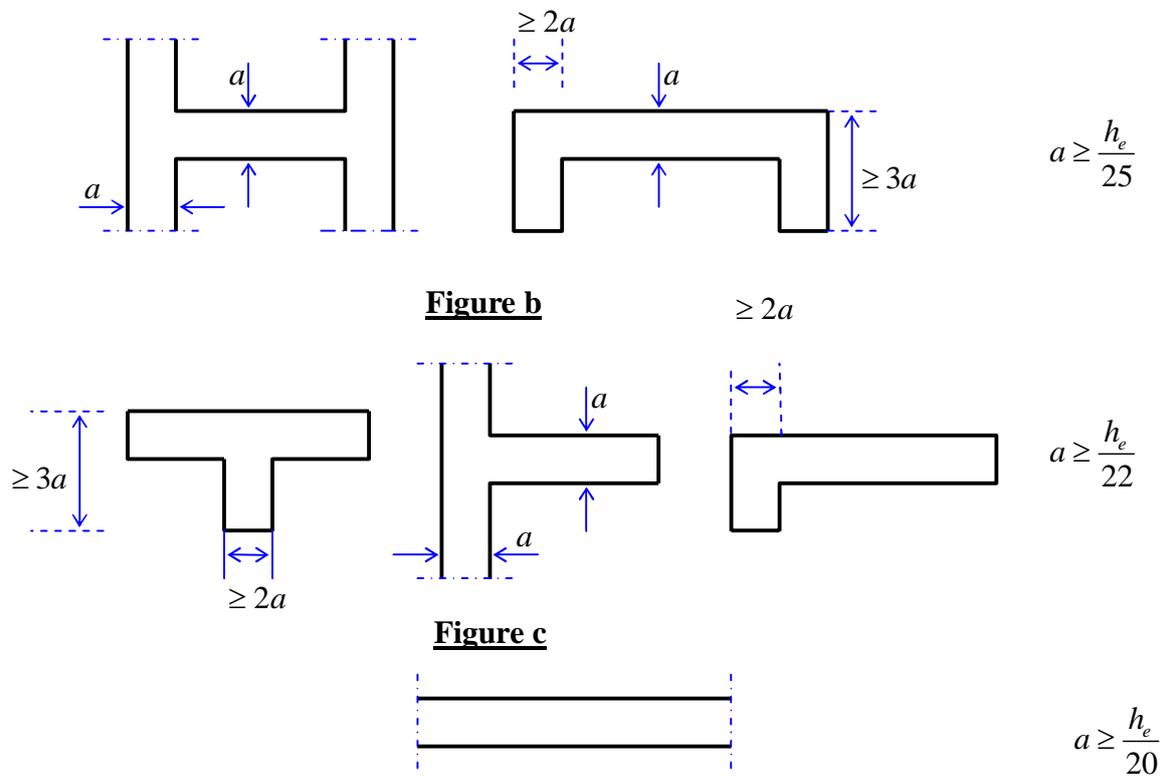


Figure a

L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :



Figurer II.5. Voile

Dans notre cas:

$$a \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20)$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{4,08 - 0,40}{20} = 18,4cm$$

Conclusion: $a \geq \max (15cm, 14,25cm)$

On prend **a=20cm** pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.

II.5. pré dimensionnements des poutres

Les poutres sont dimensionnées selon le **CBA93** et doivent les dimensions du **RPA2003**.

Selon le **CBA9 3** :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Où :

- B** : longueur de la poutre
- L** : portée entre nus.
- h** : hauteur de la poutre.

II.5.1. les poutres principales

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23cm \leq h \leq 34,5cm$$

II.5.2. Les poutres secondaires

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21cm \leq h \leq 31,5cm$$

Selon l'article 7.5.1 du RPA2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20cm.$
- $h \geq 30cm.$
- $h/b \geq 4.$
- $b_{max} \leq 1,5h+b_1.$

h peut être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

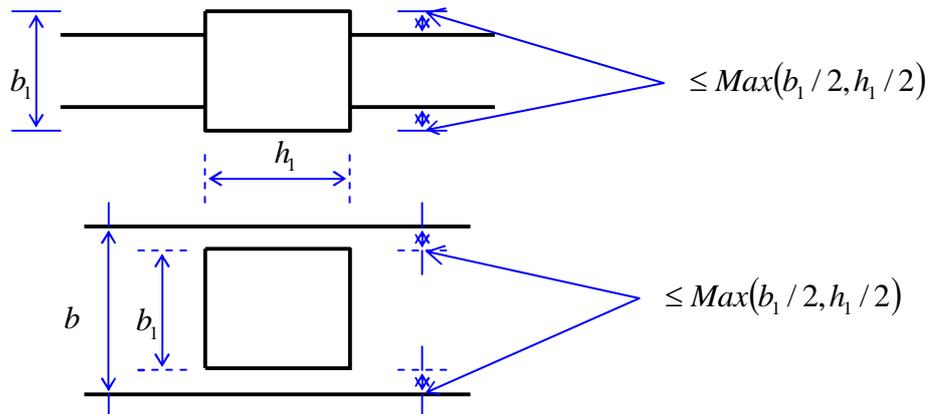


Figure II.6. pré dimensionnements des poutres

Conclusion

Les dimensions des poutres dans le sens longitudinale et pour tous les niveaux sont :

- h = 40cm.**
- b = 35cm.**

Les dimensions des poutres dans le sens transversal et pour tous les niveaux sont :

- h = 35cm.**
- b = 30cm.**

II.6. pré dimensionnements des escaliers

a. Définition

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

b. Terminologie

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La pailasse** supporte les marches.
- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

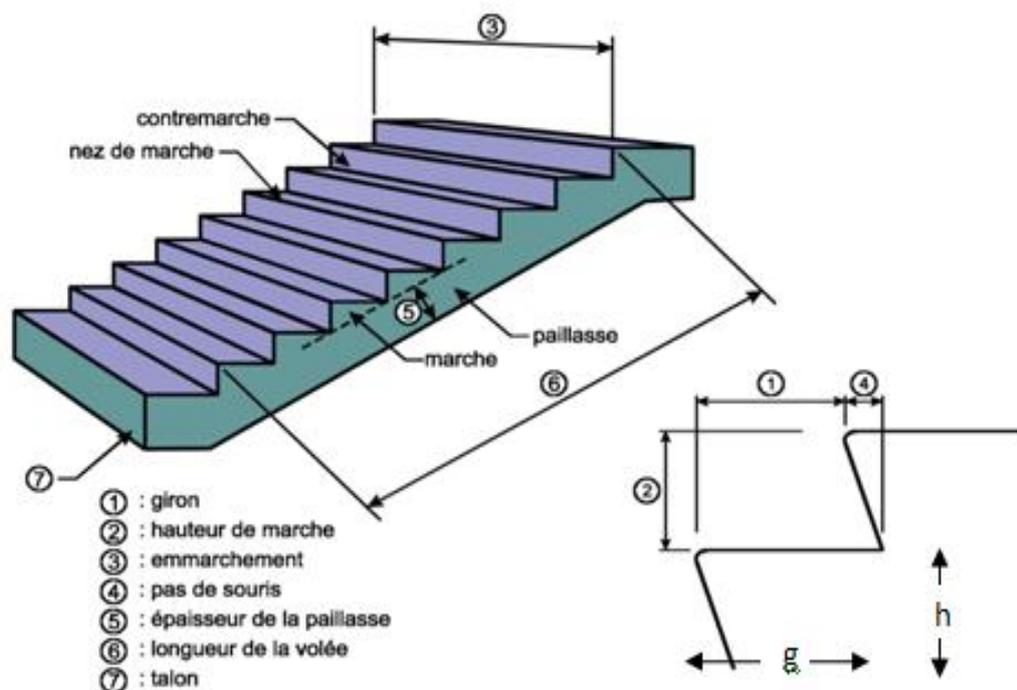


Figure II.7. Les différents éléments constituant un escalier

e : Epaisseur d'escalier

L_0 : Longueur projeté de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement.

L' : longueur réel de l'escalier.

H : hauteur d'une volée.

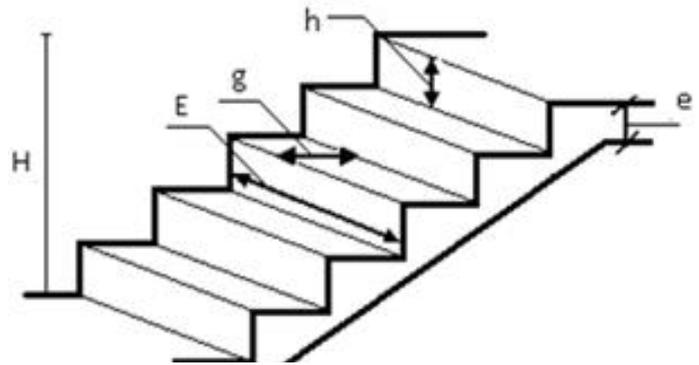


Figure II.8. Schéma terminologie d'escalier

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale des usagers entre les niveaux du bâtiment.

Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $64 \leq 2h + g \leq 70 \text{ cm}$

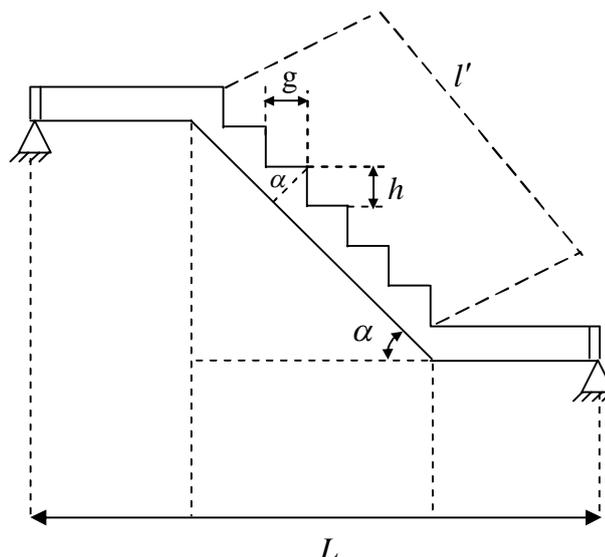
$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

h : hauteur de la contre marche : $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

g : giron de la marche avec : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$.

➤ **Etage courant**

- Pour l'étage courant de hauteur de 3,06 m, on a deux volées identiques de hauteur de 1,53 m



- Détermination du nombre de contre marche : $N_c = \frac{306}{17} = 18$
- Détermination de nombre de marche : $n = N - 1 = 18 - 1 = 17$
- Hauteur de paillasse : $H' = 0,17 \times 9 = 1,53m$
- Détermination de la longueur projeté de la paillasse : $L = g(n-1) = 30(9-1) = 2,4m$
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{H'}{L} \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$
- Détermination de la longueur de foulé : $l_f = \frac{H'}{\sin \alpha} = 2,85m$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm \quad \text{et} \quad 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30cm \quad \text{et} \quad 25 < g = 30 \text{ cm} < 32 \text{ cm.}$$

Vérification $64 \leq 2h + g = 64 \leq 70 \text{ cm}$

- **Epaisseur de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux côtés, son épaisseur « e » est :

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{25} \quad \Rightarrow \quad 9,5 < e < 11,4$$

- L'épaisseur palier : **e = 15 cm**

II.7. Descente des charges

II.7.1. Charges par unité de surface

Terrasse inaccessible

Poids propre de la dalle	(16+4) = 272 kg/m ² .
Protection gravillon (5cm)	0,05.1600 = 80 kg/m ² .
Etanchéité multicouches.....	12 kg/m ² .
Béton de pente (12cm).....	0,12.2200 = 264 kg/m ² .
Liège (4cm).....	0,04.40 = 1,6 kg/m ² .
Plâtre (3cm).....	0,03.1000 = 30 kg/m ² .

Charge permanente.....	G_{terr} = 659,6 kg/m².
Surcharge d'entretien.....	Q_{terr} = 100 kg/m².

Terrasse accessible

Poids propre de la dalle	(16+4)=272kg/m ²
Carrelage(2cm)	=50kg /m ²
Mortier de pose(2cm)	=40kg /m ²
Lit de sable (5cm)	=90kg /m ²
Enduit en plâtre (2cm)	=20kg /m ²
Cloisons de réparation	=120kg /m ²

Charge permanente	= 592kg/m²
Surcharge d'exploitation	= 150kg /m²

Etage courant

Poids propre de la dalle.....	(16+4) = 272 kg/m ² .
Plâtre (2cm).....	0,02.1000 = 20 kg/m ² .
Lit de sable (5cm)	0,05.1800 = 90 kg/m ² .
Chape (2cm).....	0, 02.2000 = 40 kg/m ² .
Carrelage (2cm).....	0,02.2200 = 44 kg/m ² .
Cloisons de répartition	120 kg/m ² .

Charge permanente.....	G_{EC} = 586 kg/m².
Surcharge d'exploitation.....	Q_{EC} = 150 kg/m².

Balcon

Poids propre de la dalle pleine.....	015.2500 = 375 kg/m ² .
Enduit ciment (3cm).....	0,03.1000 = 30 kg/m ² .
Chape (2cm).....	0,02.2000 = 40 kg/m ² .
Lit de sable (2cm).....	0,02.1800 = 36 kg/m ² .
Carrelage (2cm)	0,02.2200 = 44 kg/m ² .

Charge permanente.....	G_{bal} = 521 kg/m².
Surcharge d'exploitation.....	Q_{bal} = 350kg/m².

Voile

Voile en béton armé.....	0,20.2500 = 500 kg/m ² .
Enduit de plâtre (4cm).....	0,04.1000 = 40 kg/m ² .

G_v = 540 kg/m².

Escalier

a) Volée

Poids propre de la volée..... $\frac{0,15.2500}{\cos \alpha} = 439,86 \text{ kg / m}^2$

Avec : $\alpha = 31,51^\circ$

Poids propre de la marche..... $\frac{0,17.2200}{2} = 187 \text{ kg / m}^2$

Enduit de ciment (2cm)..... $0,02.1800 = 36 \text{ kg/m}^2$.

Chape (2cm) $0,02.2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.

Carrelage (3cm)..... $0,03.2200 = 66 \text{ kg/m}^2$.

Charge permanente..... $G_{\text{volée}} = 768,86 \text{ kg/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q_{\text{volée}} = 250 \text{ kg/m}^2$.

b) Palier

Poids propre du palier..... $0,15.2500 = 375 \text{ kg/m}^2$.

Lit de sable (3cm)..... $0,03.1700 = 51 \text{ kg/m}^2$.

Chape (2cm)..... $0,02.2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.

Carrelage (2cm)..... $0,02.2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.

Enduit de ciment (2cm)..... $0,02.1800 = 36 \text{ kg/m}^2$.

Charge permanente..... $G_{\text{palier}} = 546 \text{ kg/m}^2$.

Surcharge d'exploitation..... $Q_{\text{palier}} = 250 \text{ kg/m}^2$.

II.7.2. Charge par unité de longueur

Maçonnerie

Brique creuse (10cm)..... $(0,1).90 = 90 \text{ kg/m}^2$

Enduit de ciment (2cm)..... $(0,02).1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

Enduit de ciment (2cm)..... $(0,02).1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

L'âme de l'aire (5cm)

Brique creuse (10cm)..... $(0,1).90 = 90 \text{ kg/m}^2$

Acrotère

$S_{ac} = 0,10.0,5 + (0,1 + 0,07).0,22/2$.

$\Rightarrow S_{ac} = 0,0687 \text{ m}^2$.

$G_{ac} = 0,0687.2500$.

$G_{acr} = 171,75 \text{ kg/ml}$.

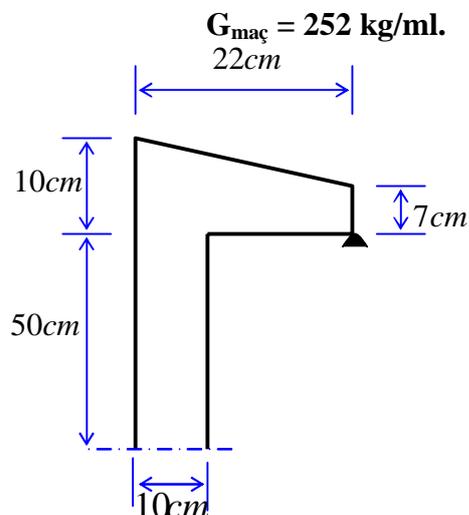


Figure II.9. Coupe de l'acrotère

Garde corps

Maçonnerie de simples parois (10 cm)

Enduit de mur extérieur et intérieur (2cm)

$$G_{gc}=162 \text{ kg /m}^2$$

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant le poteau le plus sollicité, on utilise un calcul basé sur la descente de charge ,tout en appliquant la loi de dégression des charges d’exploitation

Pour cela, on suit les étapes suivant :

- On considère le poteau le plus sollicité
- On calcule la surface reprise par le poteau
- On détermine les charges et les sur charges qui reviennent au poteau
- On amènera le calcul à l’ELU(**BAEL91**) la vérification d’après (**RPA99/V2003**)

D’après **les règles BAEL91**, la section réduite des poteaux est donnée par la formule :

$$B_r \geq \frac{k \beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{0,85 \cdot f_{ed}}{\gamma_s}}$$

Avec :

B_r :la section réduite de réduite de poteaux et : $B_r=(a-2cm)(b-2cm)$

N_u : l’effort normal ultime $N_u=1,35G+1,5Q$

$$\gamma_s = 1,15.$$

$$\gamma_b = 1,5.$$

Tel que :

β : Coefficient en fonction de l’élancement λ , qui prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \lambda < 50. \\ \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

Telque :

$$\left\{ \begin{array}{l} K=1,10 \text{ si plus de moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ K=1,20 \\ F_{c28} \text{ est remplacé par} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{si plus de majorité des} \\ \text{Charges est appliquée avant 28 jours} \end{array} \right.$$

K=1 pour les autres cas

Dans notre cas on a k=1

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta=1 \quad : T > 24h \\ \theta=0,9 \quad : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta=0,85 \quad : T < 1h \\ f_{bu} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5} = 14,2 Mpa \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{400}{1,5} = 348 Mpa$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : la \text{ plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement a $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D' ou : $\beta = 1 + 0,2 = 1,2$

Donc : $B_r \geq 0,64 N_{ult}$.

❖ **Loi dégression d'après le DTRBC2.2.5**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste a réduire les charges identique à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est « 0 »)

Q₀: la charge d'exploitation sur la terrasse

Q₁+Q₂...Q_n: les charges d'exploitations des planchers respectifs

Tableau II.1 Dégression des charges d'exploitation

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	∑ charge d'exploitation	∑ charge d'exploitation (kn/m ²)
T	Q ₀	∑ ₀ = Q ₀	1
4	Q ₁	∑ ₁ = Q ₀ + Q ₁	2,5
3	Q ₂	∑ ₂ = Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)	3,85
2	Q ₃	∑ ₂ = Q ₀ + 0,9(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5,05
1	Q ₄	∑ ₃ = Q ₀ + 0,85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	7,63
RDC	Q ₅	∑ ₄ = Q ₀ + 0,8(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	8,6
S/SOL	Q ₆	∑ ₀ = Q ₀ + 0,75(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	8,13

❖ **Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité**

➤ **Poteau centrale**

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

La surface supportée par le poteau centrale est de :

$$S = [(3,9/2) + (3,6/2)] * [(3,45/2) + (3,6/2)] = 13,24 \text{ m}^2$$

6^{ème} étages :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.60 \text{ KN/ m}^2$$

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

$$Nu_{\text{terrasse}} = 1.35 G_{\text{terrasse}} + 1.5 Q_{\text{terrasse}} = 1.35 \times 6.60 + 1.5 \times 1 = 10.41 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{\text{Poutre.P}} = 0.4 \times 0.35 \times 3.75 \times 25 = 13,13 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.53 \times 25 = 9,27 \text{ KN}$$

$$Nu_{p,p} = 1.35 \times 13.13 = 17.73 \text{ KN}$$

$$Nu_{p,s} = 1.35 \times 9.27 = 12.51 \text{ KN}$$

$$Nu_{poteau} = 1.35 \times (a \times b) \times h_{poteau} \times 25$$

$$\Sigma Nu = Nu_{terrasse} \times S + Nu_{p,p} + Nu_{p,s} + Nu_{poteau} \cdot cum$$

$$\Sigma Nu = 10.41 \times 13.24 + 17.73 + 9.27 = 164.83 \text{ KN}$$

$$1.15 \Sigma Nu = 189.55 \text{ KN}$$

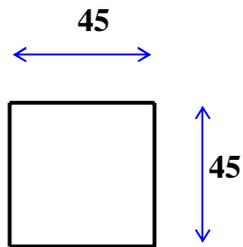
$$Br = 0.64 (1.15 \Sigma Nu) = 0.64 \times 189.55 = 121.31 \text{ KN}$$

$$a = (Br)^{0.5} + 2 \text{ cm} \implies a = (121.31)^{0.5} + 2 = 13.01 \text{ cm}$$

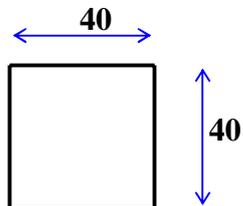
Donc on prend : la section : (35 x 35)

NIVEAU	G	G cum	Q	Q cum	Nu plancher	S aff	Nu .pp
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(m ²)	(KN/m ²)
5	6,6	6,6	1	1	10,41	13,24	17,72
4	5,86	12,46	1,5	2,5	20,57	13,24	35,44
3	5,86	18,32	1,5	3,85	30,51	13,24	53,16
2	5,86	24,18	1,5	5,05	40,22	13,24	70,88
1	5,86	30,04	2,5	7,63	52,00	13,24	88,60
RDC	5,86	35,9	2,5	8,6	61,37	13,24	106,31
S/SOL	5,86	41,76	2,5	8,13	68,57	13,24	124,03
Nu .ps	1.35 Pot	1.35 Pot _{cu}	ΣNu	1.15 Σ Nu	Br=0.64Nu	√Br+2	La section
(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)		(cm)	(cm ²)
12,51	0	0	168,06	193,27	123,69	13,12	35X35
25,02	12,65	12,65	345,47	397,29	254,27	17,95	35X35
37,53	12,65	25,30	507,25	583,34	373,34	21,32	40X40
50,04	16,52	41,83	669,93	770,42	493,07	24,21	40X40
62,55	16,52	58,35	856,14	984,56	630,12	27,10	40X40
75,06	16,52	74,87	1 010,37	1 161,93	743,63	29,27	45X45
87,57	22,03	96,91	1 141,52	1 312,74	840,16	30,99	45X45

II.8.1 Pour RDC, et SOUS SO on a un poteau de:(45*45)



II.8.2. Pour le 3^{ème} , 2^{ème} et 1^{ème} Etage on a un poteau de:(40*40)



II.8.3 Pour le poteau de 5^{ème} Etage et 4^{ème} est de:(35*35)

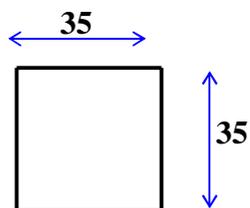


Tableau II.2 : Tableau récapitulatif

Etage	Poteaux
S/S+RDC	45× 45
3 ^{ème} ,2 ^{ème} ,1 ^{ème}	40 × 40
4 ^{ème} ,5 ^{ème} , étage	35 X35

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003 en zone III :

Min (b_1, h_1) = 35cm \geq 30cm (Vérifiée)

Min (b_1, h_1) = 35cm \geq $h_e/20 = 15,85$ cm. (Vérifiée)

$1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4$. (Vérifiée)

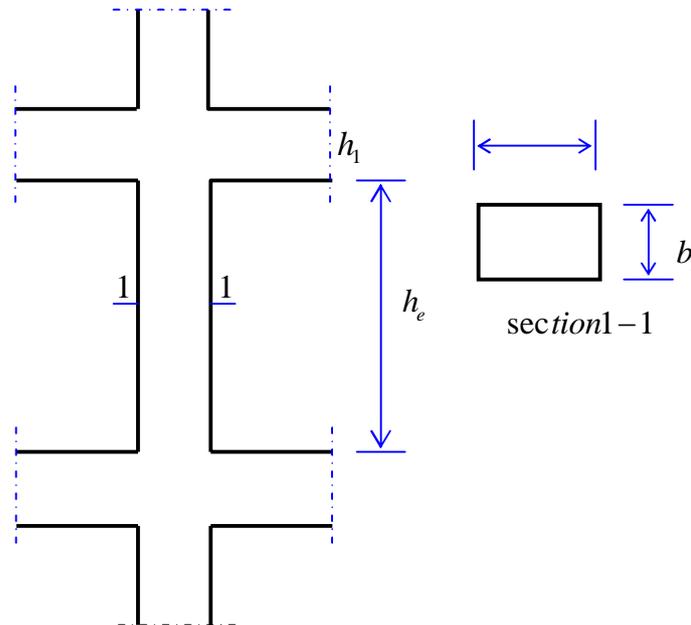


Figure II.10. Coupe longitudinale d'un poteau.

II.9. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $40 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $35 \times 30 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux de 4^{ème}, 5^{ème} étage : $35 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux de 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : $40 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ poteaux du RDC et Sous-sol : $45 \times 45 \text{cm}^2$.

III.1. Introduction

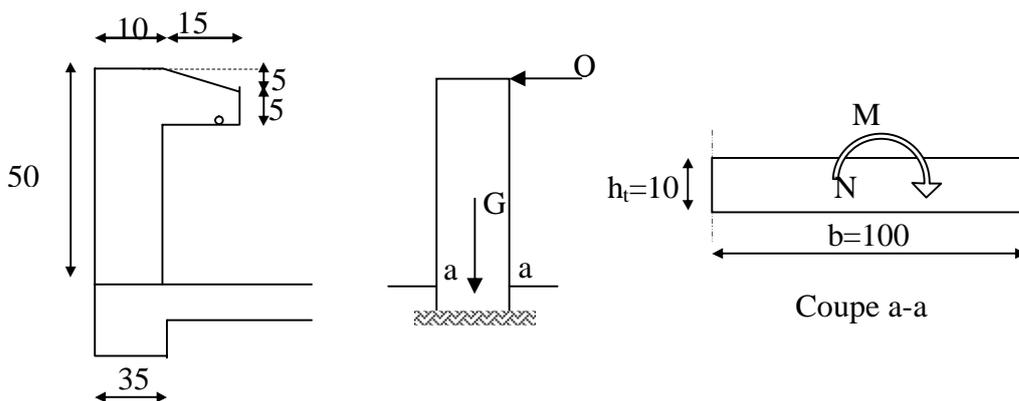
Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et confort des usages, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons) ou en béton (acrotère, escaliers, etc.)

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle d'un garde-corps, il est exposé aux intempéries, le bâtiment prévoit un acrotère de type standard. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire a fissuration est considérée préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries

❖ Dimension de l'acrotère



❖ Schéma statique

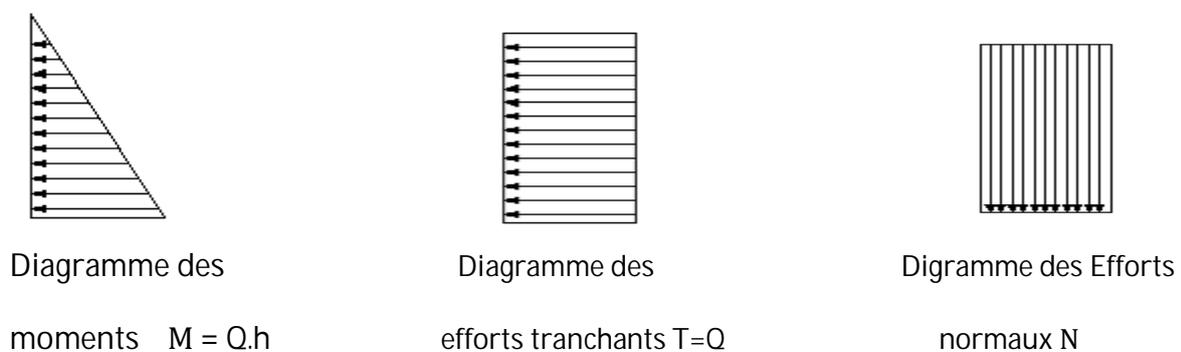


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1. Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère : $G=S \times 25 = 0,0687 \times 25 = 1,718 \text{ KN /ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN /ml}$
- Effort normal du au poids propre G : $N=G \times 1 = 1,718 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M=Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN m}$

❖ Calcul de la force sismique F_P (RPA art 6.2.3)

D'après le **RPA (art 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_P agissant sur les éléments non structuraux ancrés a la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone et groupe d'usage approprié

C_P : Facteur de force horizontale

W : Poids de l'élément considéré

Dans notre cas on a :

$$A = 0,2 \text{ (zone sismique IIa ; groupe de dosage 2)}$$

$$C_P = 0,8 \text{ (tableau 6.1, RPA99 /2003)}$$

$$W_p = 1,718 \text{ KN /ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,718 = 1,10 \text{ KN /ml}$$

Remarque

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1m** de largeur en flexion composée.

❖ Combinaison de sollicitation**a) L'E.L.U**

Effort normal :	$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,718 = 2,32 \text{ KN}$
Moment d'encastrement :	$M_u = 1,5 Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$

b) L'E.L.S

Moment d'encastrement	$M_s = Q \times h = 0,6 \text{ KN}$
Effort tranchant	$T_s = Q = 1 \text{ kN}$

III.2.2. Ferrailage de l'Acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre

Avec :

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : enrobage : 2cm

d = h-c : hauteur utile

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

- a - Calculs des armatures à l'ELU

❖ position du centre de pression à l'ELU

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 \times 10^2 / 2.32 = 38.79 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 38.79 \text{ cm} > h/2 - C = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- b - Calcul en flexion simple

❖ moment fictif

$$M_f = N_u \times e_f = N_u (e_u + h/2 - C) = 2.32 (0.388 + 0.03) = 0.97 \text{ KN.m}$$

Avec :

e_f : distance entre le point d'application de "N" et le centre des armatures tendues

❖ moment réduit

$$U_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^6}{1000 \times (800)^2 \times 14.2} = 0.0106$$

Donc :

$$U_{bu} < U_l = 0.391 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée}$$

→ $A_s = 0$ (pas d'armatures comprimées)

❖ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,012$$

$$\beta = 1 - (0,4\alpha) = 0,995$$

$$\Rightarrow A_f = \frac{0,97 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 0,35 \text{ cm}^2$$

-c- Les armatures en flexion composée

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

III.2.3. Vérifications à l'E.L.U

- a - Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 (b \cdot d) f_{t28} / f_{cd} \quad \text{avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 (1 \times 0,08) \times 2,1 / 400 = 0,96 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_u < A_{min}$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée , Nous adopterons alors la section minimale :

$$A = A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de préparation**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5 \text{ cm}^2$$

On prend $\Rightarrow 4\text{HA}6 (1,13 \text{ cm}^2)$ avec espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.3.1 Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5.11)

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u = 0,019 < \bar{\tau}_u = 3,33 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, Y' a pas de risque de cisaillement.

III.2.3.2. Vérification d'adhérence des barres au cisaillement (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,2 \text{ Mpa}$$

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

☞ **Remarque** : Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.2.3.3. Vérification de l'écartement des barres

❖ **Armatures verticales :**

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Armatures de réparation**

$$St \leq \min (4h; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99.Art6.2.3)

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,718 = 0,735 \quad \text{donc : } F_p = 1,13 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Force sismique : } F_p < Q \dots\dots\dots C.V$$

III.2.4- Vérification à l'ELS

-a - Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$\text{Avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$Y=1.91\text{cm}$$

$$I = \frac{100 \times 1.91^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.91)^2 = 415.88\text{cm}^3$$

$$K = \frac{0.5 \times 10^{-3}}{415.88 \times 10^{-8}} = 120.23 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 120.23 \times 0.0191 = 2.29 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ C.V

b - Vérification des contraintes maximales dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Fissuration préjudiciable

avec $\eta = 1.6$ pour les acier haute adhérence

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{266.66, 201.66\} = 202 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot K (d - y)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{0.5 \times 10^{-3}}{415.88 \times 10^{-8}} = 120.23$$

$$\sigma_s = 15 \times 120.23 \times (0.08 - 0.0191) = 109.83 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s > \sigma_s$ C.V

III.2.5. Schémas de ferrailage

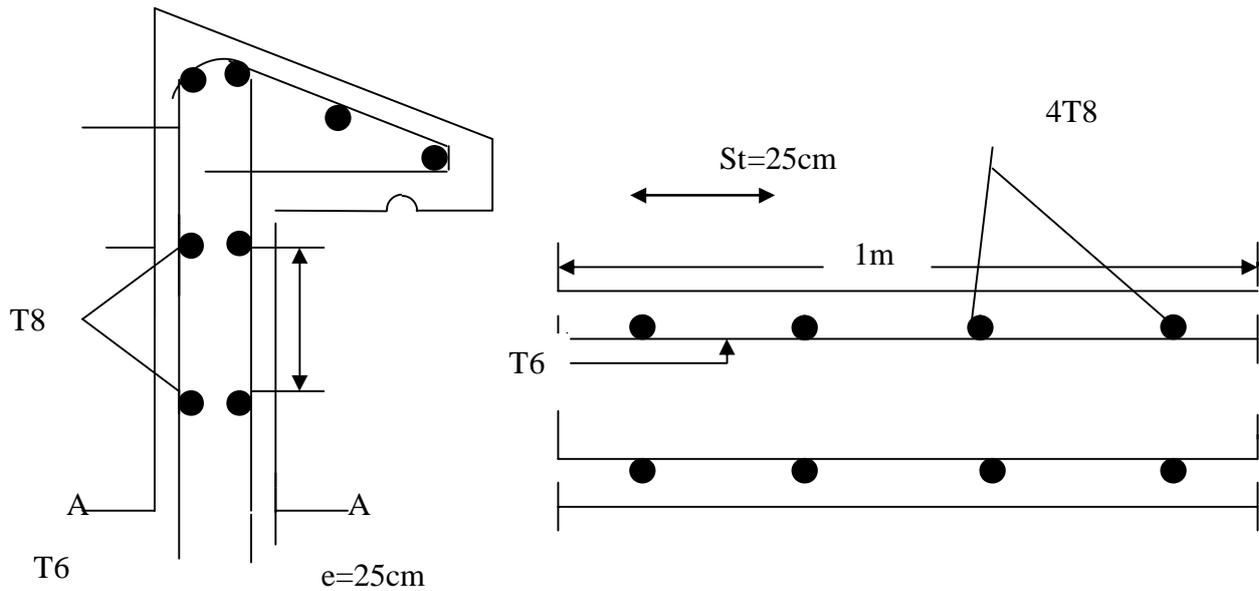


Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des escaliers

Nous aurons dans ce calcul à étudier un escalier avec une palliase et un palier. Ce type d'escalier est droit, le calcul se fera comme pour une poutre de **1m** de largeur, simplement appuyée sur ces deux appuis, Les escaliers travaillent à la flexion simple.

III.3.1. Charges sollicitant les escaliers

Tab III.1 : Charges des escaliers

	Palier	Palliase
Charge permanente	$g = 5.46 \text{ KN/m}$	$g = 7.69 \text{ KN/m}$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}$	$q = 2,50 \text{ KN/m}$

-a- Combinaison des charges

a) ELU

Palliase : $q_1 = 1.35G + 1.5Q = 1.35(7.69) + 1.5(2.5) = 14.13 \text{ KN/m}^2$

Palier : $q_2 = 1.35G + 1.5Q = 1.35(5.46) + 1.5(2.5) = 11.12 \text{ KN/m}^2$

b) ELS

Palliase : $q_1 = G + Q = 7.69 + 2.5 = 10.19 \text{ KN/m}^2$

Palier : $q_2 = G + Q = 5.46 + 2.5 = 7.96 \text{ KN/m}^2$

-b- Les réactions aux appuis

ELU

$$R_1 = 28.64\text{KN}$$

$$R_3 = 37.52\text{KN}$$

ELS

$$R_1 = 23.58\text{KN}$$

$$R_4 = 29.30\text{KN}$$

III.3.2. Calcul des sollicitations

a-Schéma statique

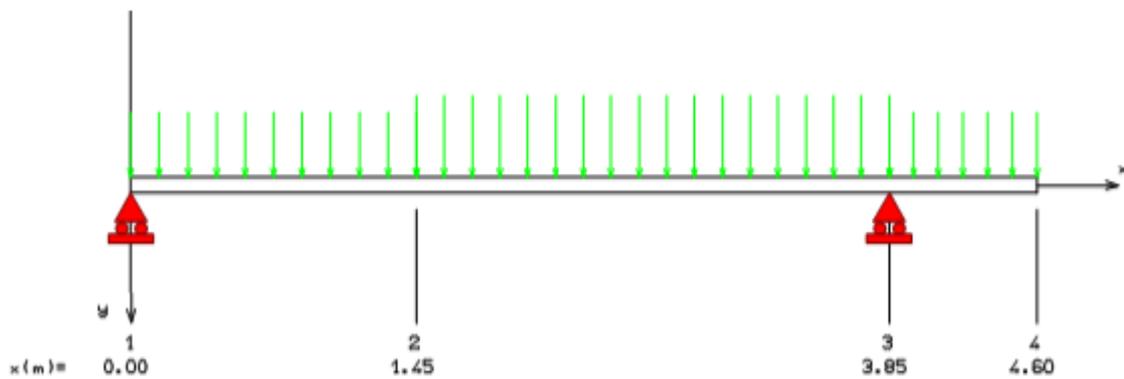
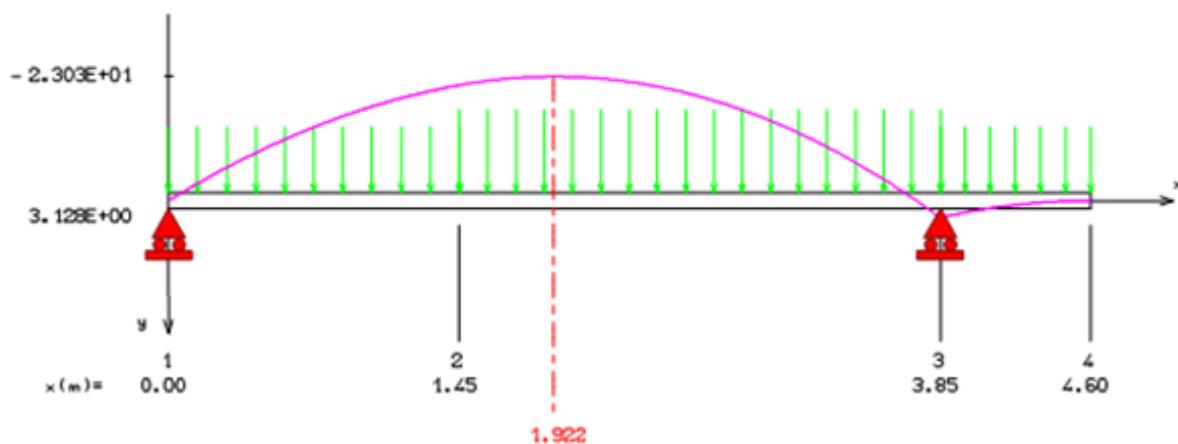


Figure III.3. Schéma statique de l'escalier.

III.3.2.1. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

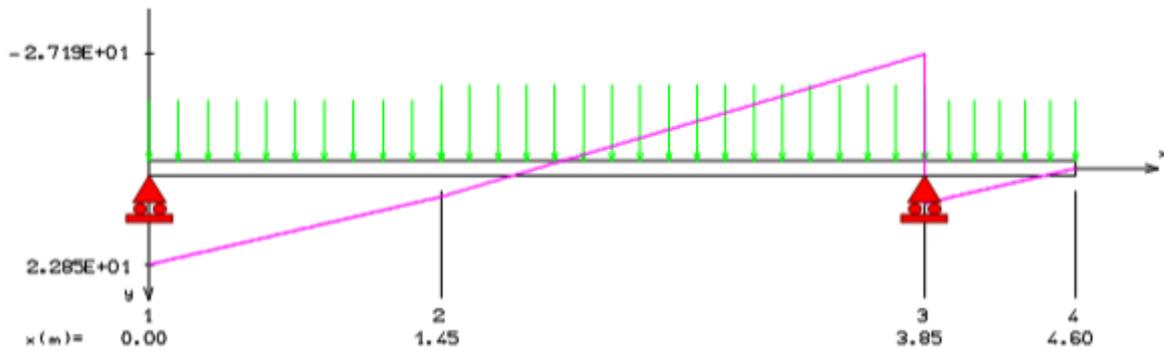
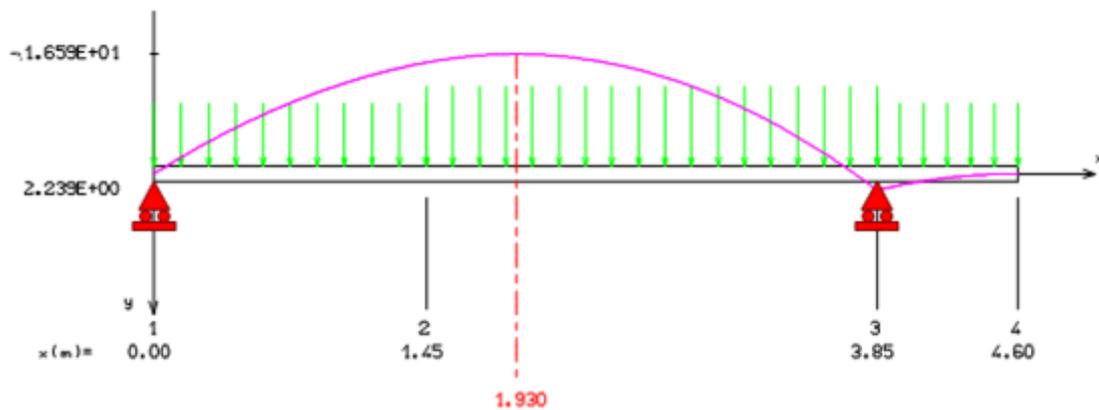


Figure III.3.a Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

ELS

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

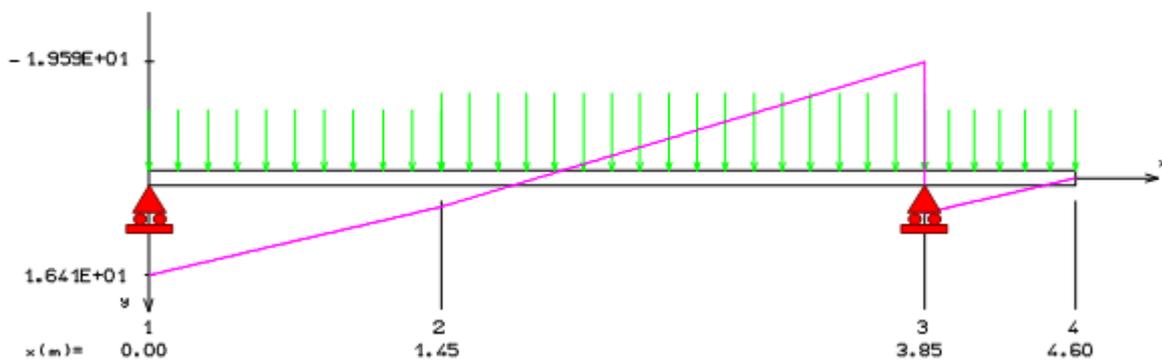


Figure III.3.b Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

ELU

$M_{max} = 31.28 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 27.19 \text{ KN.m}$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Z_{max}}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Z_{max}}$

ELS

$M_{max} = 22.39 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 19.59 \text{ KN.m}$

ELU

$M_a = 9.38 \text{ KN.m}$

$M_t = 23.11 \text{ KN.m}$

ELS

$M_a = 6.6 \text{ m}$

$M_t = 16.65 \text{ KN.m}$

II.3.3. Calcul des armatures

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm}$, $d = 13.5 \text{ cm}$, $\gamma_s = 1, 15$, $\gamma_b = 1, 5$, $h = 15 \text{ cm}$ FeE400Mpa, $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$.

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

$F_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

-a-Armature principale

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- En travée

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.11 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.089$$

$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow A_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier $\Rightarrow A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}}$

$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.134) = 12.78 \text{ cm}$

$A_s = \frac{23.11 \times 10^3}{0.1278 \times 348} = 5.20 \text{ cm}^2$ Soit 8HA10=6.28cm² \Rightarrow Espacement $S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$

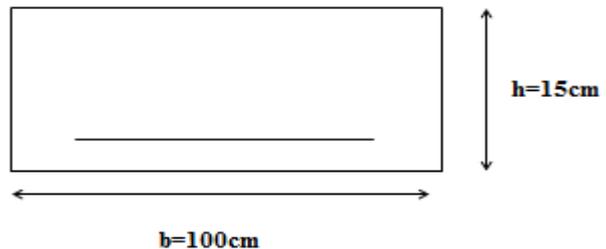
- En appuis

$$U_{bu} = \frac{9.38 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.036 \quad U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow A_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \times 0.036) = 13.21 \text{ cm}$

$A_s = 2.04 \text{ cm}^2$ Soit 4HA10=3.14cm² \Rightarrow Espacement =25 cm



-b-Armatures de répartition

- Travée

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t=25 \text{ cm}$$

- Appuis

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t=25 \text{ cm}$$

III.3.4. Vérification à L'ELU

-a-Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_a > A_{min} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

-b-Ecartement des barres (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures longitudinales: $S_t < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \} = \min \{ 45 ; 33\text{cm} \} = 33\text{cm}$

$$S_t = \{ 12.5 ; 25\text{cm} \} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition: $S_t \leq \min \{ 4h ; 45\text{cm} \} = \min \{ 60 ; 45\text{cm} \} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = \{ 25 ; 25\text{cm} \} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-c-Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 27.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.19 \times 10^3}{1000 \times 0.135} = 0.20\text{MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.20 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Y a pas de risque de cisaillement

-d-Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 8 \times 3.14 \times 1 = 25.12 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{27.19 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 251.2} = 0.89 \text{ MPa}$$

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

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

-e-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- **Influence sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)**

$$V_u \leq 0.4 b 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 1 \times 0.1215 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 81 \text{ KN}$$

$$V_u = 27.19 \text{ KN} \leq 81 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$A \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[27.19 + \frac{9.38}{0.1215} \right]$$

$$A = 3 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

f- Longueur de scellement (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.89} = 42.33 \text{ cm}$$

II.3.5. Vérification à l'E.L.S

-a- Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } b y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \quad \text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

- En travée

$$5y^2 - 15 \times 6.28(0.135 - y) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 50y^2 + 135.7y - 18.32 = 0$$

$$Y = 4.7 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.7^3}{3} + 15 \times 6.28(13.5 - 4.7)^2 = 10755.61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{16.65 \times 10^3 \times 10^3}{10755.61 \times 10^4} \times 4.7 \times 10 = 7.28 \quad \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Aux appuis

$$5y^2 - 15 \times 3.14(13.5 - y) = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$Y = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.13^3}{3} + 15 \times 3.14(13.5 - 3.13)^2 = 6087.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.6 \times 10^6}{6087.13 \times 10^4} \times 3.13 \times 10 = 3.39 \quad \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-b- Vérification de la contrainte d'acier

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers, donc on doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

III.3.6. vérification de la flèche

-a- Vérification des conditions

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} = \frac{0.15}{2.4} > \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad 0.062 > 0.06 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e} = \frac{6.28}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \quad \longrightarrow \quad 0,0047 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_a} = \frac{0.15}{2.4} \frac{23}{10 \times 9.38} \quad \longrightarrow \quad 0.062 < 0,245 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

-b- Le Calcul

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{240}{500} = 0.48$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

- Avec :
- f_i : la flèche sous charge de faible durée d'application
 - f_v : la flèche sous charge de longue durée d'application
 - E_i : module de déformation instantanée du béton
 - E_v : module de déformation différée du béton
 - I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène
 - I_{f_i}, I_{f_v} : module d'élasticité fictif

Le moment d'inertie fictif

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad u = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s}, 0 \right) \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

Calcul du moment d'inertie I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = \frac{1}{3} E_i = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{f_v}	I_{f_i}	f_i	f_v
43074,9	0,006	3,15	1,4	0,71	29580,18	14640	0,032	0,0667

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,0667 - 0,032 = 0,0347$$

$$\Delta F = 0,0347 < \bar{f} = 0,48 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

☞ **Conclusion** : Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.7. Schéma de ferrailage de l'escalier

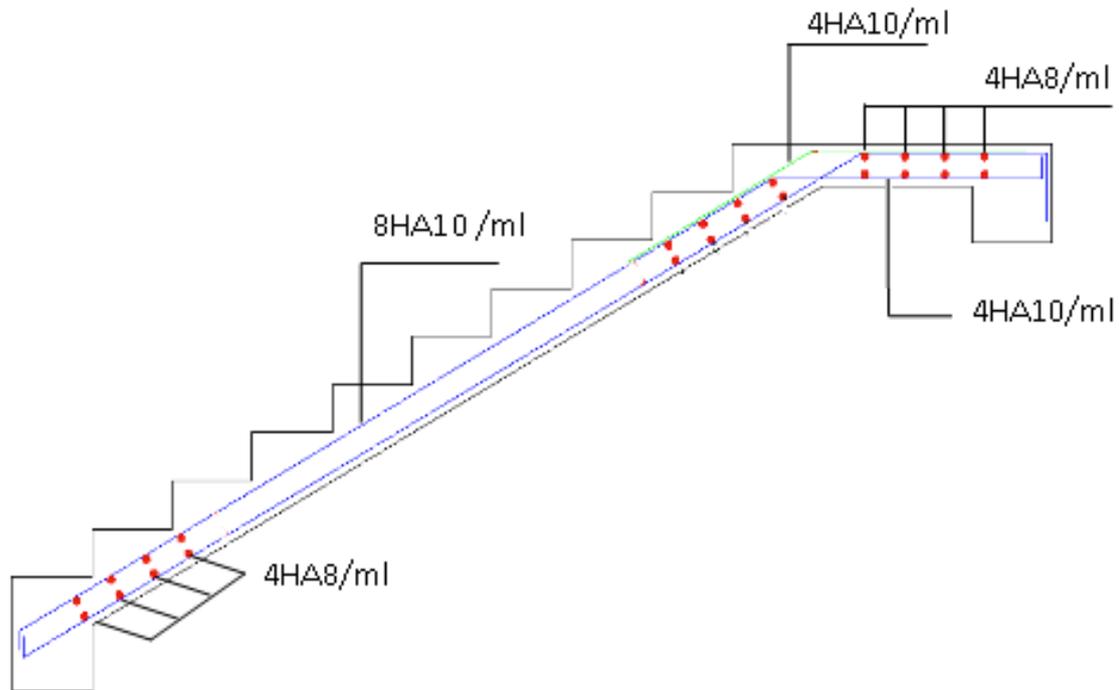


Figure III.4. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4. Etude de la poutre palière

- Pré dimensionnement $L = 3.45 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23 \leq h \leq 34.5 \quad \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \quad \Leftrightarrow b = 20 \text{ cm}$$

- Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{aligned} \blacksquare h \geq 30 \quad \blacksquare b \geq 20 \quad \blacksquare \frac{h}{b} = 1,2 \leq 4.00 \end{aligned} \quad \text{Donc on prend la section } (30 \times 20) \text{ cm}^2$$

- Evaluation des charges

- $G_{\text{poutre}} = 0,3 \times 0,20 \times 25 = 1.50 \text{ KN/ml}$
- $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$
- Poids de Maçonnerie : $2.52 \times (3.06 - 0.3) / 2 = 3.48 \text{ KN/m}$.

Réaction d'appuis due à l'escalier

$$\text{-ELS: } R_B = 32.12 \text{ KN.}$$

$$\text{-ELU: } R_B = 27.07 \text{ KN.}$$

a-Sollicitations

- ELU

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

$$q_u = 1,35 (1.5+3.48) + 32.12 = 38.84 \text{ KN / ml}$$

- ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = (1.5+3.48) + 27.07 = 32.05 \text{ KN / ml.}$$

III.4.1. Schéma statique

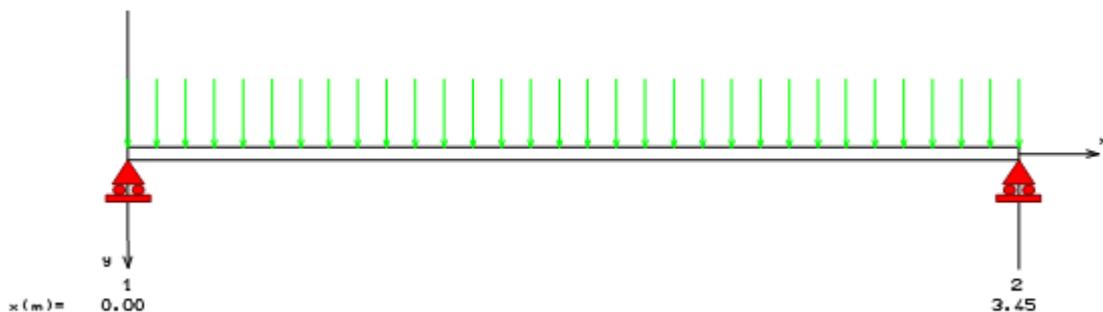


Figure III.5. Schéma statique de la poutre palière.

❖ Calcul des sollicitations

➤ ELU

$$R_a = R_b = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38.84 \times 3.45}{2} = 67 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{38.84 (3.45)^2}{8} = 57.97 \text{ KN.m}$$

➤ ELS

$$R_a = R_b = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{32.05 \times 3.45}{2} = 55.29 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{32.05 (3.45)^2}{8} = 47.68 \text{ KN.m}$$

III.4.2. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ ELU

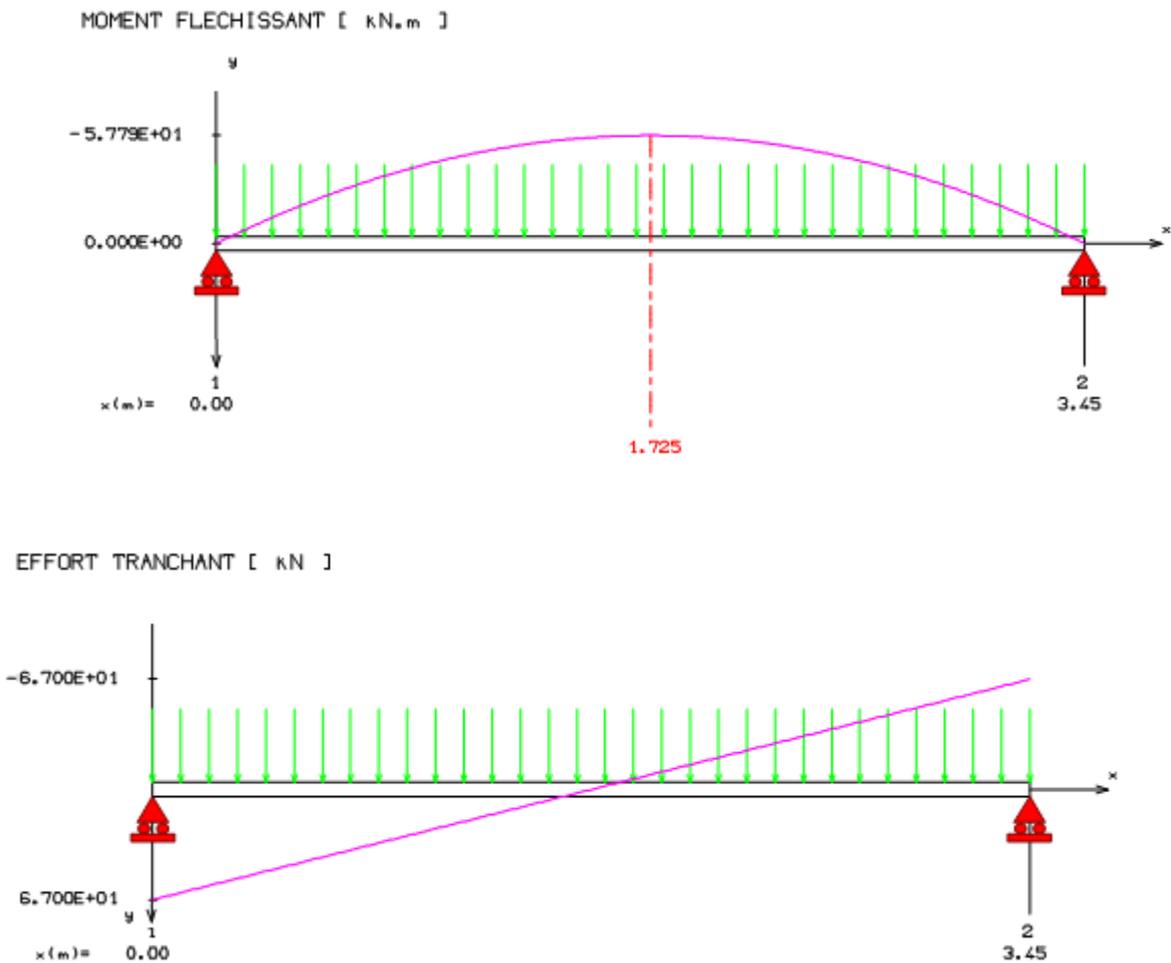
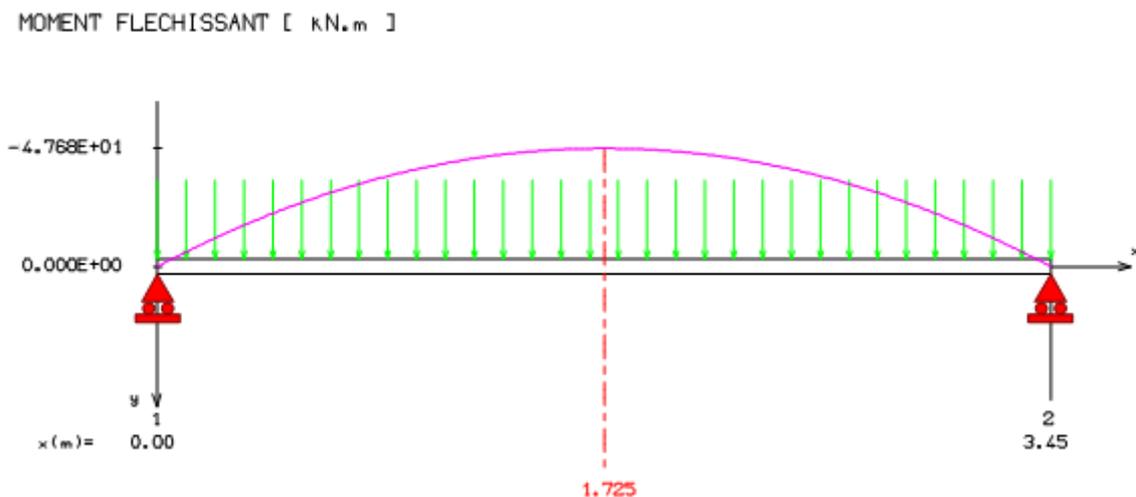


Figure III.5.a Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

ELS



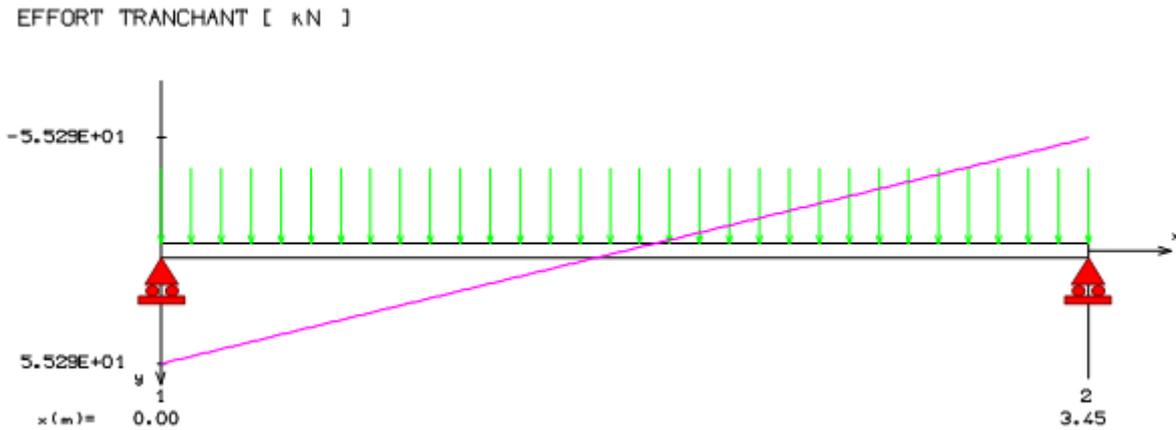


Figure III.5.b Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.4.3. Evaluations des moments

- ELU

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 49.27 \text{ KN.m}$

sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_0 = -17.39 \text{ KN.m}$

- ELS

En travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 40.53 \text{ KN.m}$

sur appuis : $M_a = -0.3 \times M_0 = -14.30 \text{ KN.m}$

III.4.4. Ferrailage de la poutre palière

-a-Armatures principales

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- En travée

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.27 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.2} = 0.089$$

$$U_{bu} < U_1 = 0.392 \rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 34.08 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{49.27 \times 10^3}{34.08 \times 348} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

-En appuis

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.39 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$U_{bu} < U_1 = 0.392 \rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_t}{Zx\sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 35.33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{17.39 \times 10^3}{35.33 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Vérification à l'ELU

-a- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-b- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = R_a = R_b = 67\text{KN (dans notre cas de la charge)}$$

$$\tau_u = \frac{67 \times 10^3}{30 \times 10^2 \times 36 \times 10^2} = 0.62\text{MPa} \Leftrightarrow \tau_u = 0.62 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Y a pas de risque de cisaillement

-c- Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{67 \times 10^3}{360 \times 0.9 \times 10^6} = 2.07\text{MPa}$$

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

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

-d- Les armatures transversales

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \phi_1 \\ \frac{h_t}{35} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right. \rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 1.4\text{cm} \\ 1.14\text{cm} \\ 3\text{cm} \end{array} \right.$$

On choisi : $4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

-e- Espacement des barres D'après RPA99 Art7.5.2.2 on obtient :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_L \right)$ en prend : $S_t = 10\text{cm}$

- **En zone courante** : $S_t \leq \frac{h_t}{2} = 20\text{cm}$ en prend : $S_t = 15\text{cm}$

-

III.4.6. Vérification à l'E.L.S

-a-Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Potision de l'axe neutre : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

-En travée

$$y^2 + 4.62y - 166.32 = 0 \quad \Rightarrow \quad Y = 10.86 \text{ cm}^2$$

$$I = 56607.20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{40.53 \times 10^6}{56607.20 \times 10^4} = 0.072 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.72 \times 10.86 = 7.82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Aux appuis

$$y^2 + 3.39y - 122.04 = 0 \quad \Rightarrow \quad Y = 9.53 \text{ cm}^2$$

$$I = 41484.12 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{14.30 \times 10^6}{41484.12 \times 10^4} = 0.034 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 34 \times 9.53 = 3.24 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-b-Vérification de la contrainte d'acier

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers, donc on doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

III.4.7. Calcul de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{40}{345} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bx d} \leq \frac{4.20}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{4.62 \times 10^2}{300 \times 360} = 0.0043 \leq \frac{4.20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0,ser}} \quad \rightarrow \quad 0.12 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Conditions vérifiées.

Armature transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} = 8.57mm ; \phi = 12mm ; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t = 8mm$$

calcul des espacements

$$\frac{At}{St} \geq \frac{\tau_U \cdot b_0 \cdot \gamma_s}{0.9 \cdot fe} \Rightarrow St \leq 32,28cm \qquad St\% = \frac{At \cdot fe}{0.4b_0} \Rightarrow St\% = 67cm$$

7cm ≤ St ≤ St max = min (0.9d; 40cm) = 24.3 cm, donc on prend St = 20cm

III.4.8. schéma de ferrailage de poutre palière

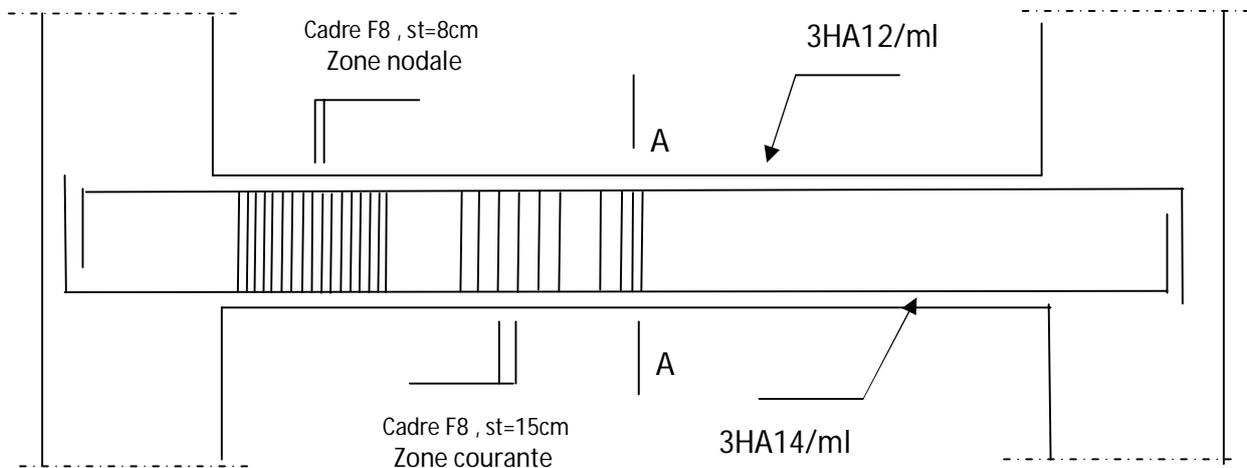


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude des planchers

Planchers sont en corps creux de (16+4) sur tous les étages y compris la terrasse, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite direction de la construction.

Le plancher a corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entres axe des poutrelles est de 60 cm.
- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdue ,sa hauteur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur ,elle est armée d'un quadrillage d'armatures.

III.5.1. Etudes des poutrelles

les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales

la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

❖ Dimensionnement de la poutrelle :

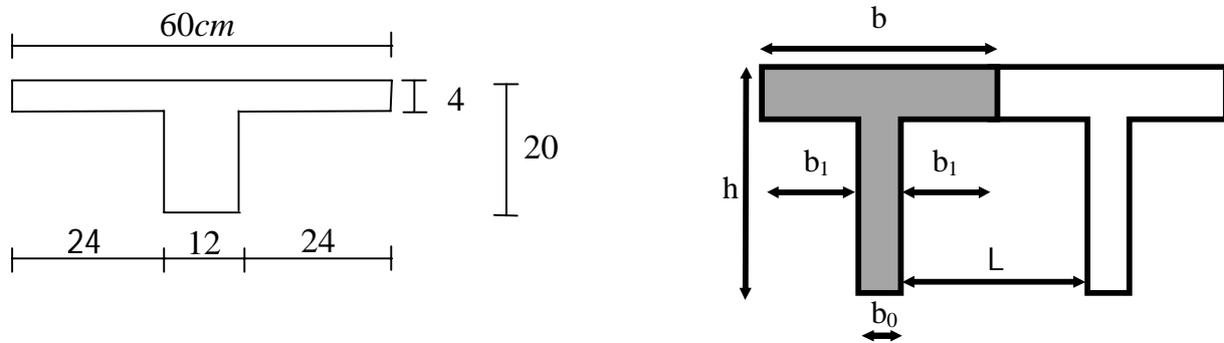


Figure.III.7. Dimensions adoptées des poutrelles.

Avec :

L₀ : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (60-12) ⇒ **L₀ = 48 cm**

L : la longueur de la plus grande travée ⇒ **L = 3,9**

b₀ : largeur de la nervure ⇒ **b₀ = 12 cm**

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ⇒ **h₀ = 4cm**

b : largeur de la dalle de compression ⇒ **b = 2b₁ + b₀**

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min (24 ; 46.6 ; 32)$$

On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm}.$$

- Notre structure présente des planchers à chargements identiques. Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes:

III.5.1.1. Calcul avant coulage de dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme une poutre simplement appuyée (reposant sur deux appuis). Elle doit soumise a son poids propre et le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due a la main d'œuvre

❖ Les sollicitations

La poutrelle sera sollicitée par :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_{cc} = 0,60 \times 0,95 = 0,57 \text{ KN/ml}$

D'où : $G = 0,57 + 0,12 = 0,69 \text{ KN/ml}$

- Charge d'exploitation de la main d'œuvre : $Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN/m}$

❖ Ferrailage à l'ELU

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux intempérie le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérées comme peu nuisible.

❖ Combinaison des charges

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 0,6 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 0,69 + 0,60 = 1,29 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

a. à l'ELU

$$M_u = ql^2/8 = \frac{1,83 \times 3,53^2}{8} = 2,8 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{1,83 \times 3,53}{2} = 3,23 \text{ KN.m}$$

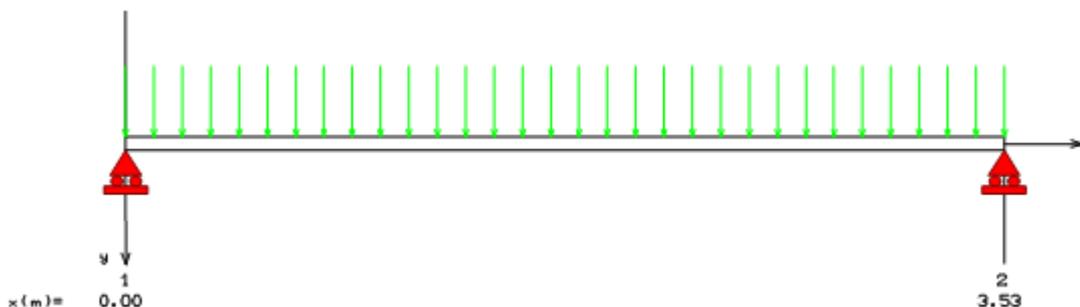


Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle

b. à l'ELS

$$M_{ser} = M_{max} = ql^2/8 = \frac{1,29 \times 3,53^2}{8} = 2.1 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{1,29 \times 3,53}{2} = 2.28 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$b_0 = 12 \text{ cm}, h = 4 \text{ cm}, d = 0,9 * h = 3,6 \text{ cm}, F_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,56 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14,2} = 1,16 U_{bu} > U_l = 0,392 \rightarrow A_s \neq 0$$

☞ Conclusion

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton

III.5.1.2. Calcul après coulage de dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

❖ Charge et surcharge et combinaison de charge

$$\text{ELU} : q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,60$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = (G + Q) \times 0,60$$

Tableau III.2 : les charges supportées par la poutrelle

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	0.6q _u (KN/m ²)	0.6q _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.60	1	0.6	6.25	4.56
Étage courant	5.86	1.50	0.6	6.1	4.42

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : q_u = 6.25 KN/m²
q_{ser} = 4.56 KN/m²

Donc on va travailler avec G = 6.6 KN/m² et Q = 1 KN/m²

III.5.1.2.1. Méthode de calcul des poutrelles

Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a deux méthodes à utiliser :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.

-a-Choix de la méthode de calcul (méthode forfaitaire)

Elle s'applique aux constructions dont:

- la charge d'exploitation $Q \leq \max \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$.
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 13.2 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow condition vérifiée.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $L_i / L_{i+1}, \quad 2,81/3,16 \quad 0,8 < 0,89 < 1,25 \Rightarrow$ condition vérifiée.

☞ Conclusion

La méthode forfaitaire est applicable pour notre cas.

-b- Principe de la méthode

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

-c- Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Avec :

L : longueur entre nus des appuis,

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} \frac{M_w + M_e}{2},$$

- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire,
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées,
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III.5.1.2.2. Différentes types de poutrelles

a- poutrelle a 7 travées

❖ Calcul moment fléchissent

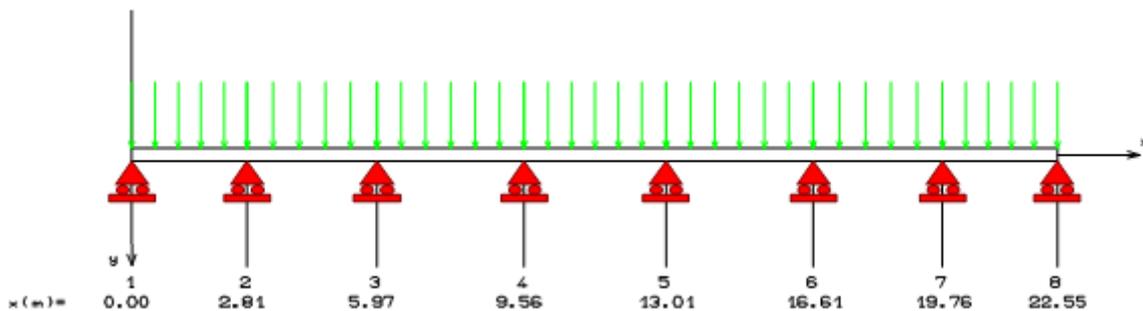


Figure III.9. Schéma statique de la poutrelle à 7 travées.

❖ Calcul à l'état limite ultime

$$-q_u = 6.25 \text{KN} \quad \alpha = \frac{q}{q+G} = 0.13$$

$$-M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$-M_a = 0.6 \text{Max} (M_{01}, M_{02})$$

$$-M_{t1} = (0.6 + 0.15\alpha) M_{01}$$

$$-M_{t2} = \text{Max} \{1.05 M_{01}, (1 + 0.3 \alpha) M_{01}\} - \frac{|M_w + M_e|}{2}$$

$$-M_t = \text{max}(M_{t1}, M_{t2})$$

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L(m)	2.81	3.16	3.59	3.45	3.6	3.15	2.79	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	6.17	7.80	10.07	9.30	10.13	7.75	6.08	
appuie	1	2	3	4	5	6	7	8
coefficient	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0
M_a	0	3.09	3.12	4.03	3.72	4.05	3.1	0
M_{t1}	4.94	5.09	7	5.90	6.76	4.75	4.43	
M_{t2}	3.83	4.06	5.24	4.84	5.27	4.03	3.77	
Mu_t	4.94	5.09	7	5.90	6.76	4.75	4.43	

➤ Diagramme des moments a l'ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

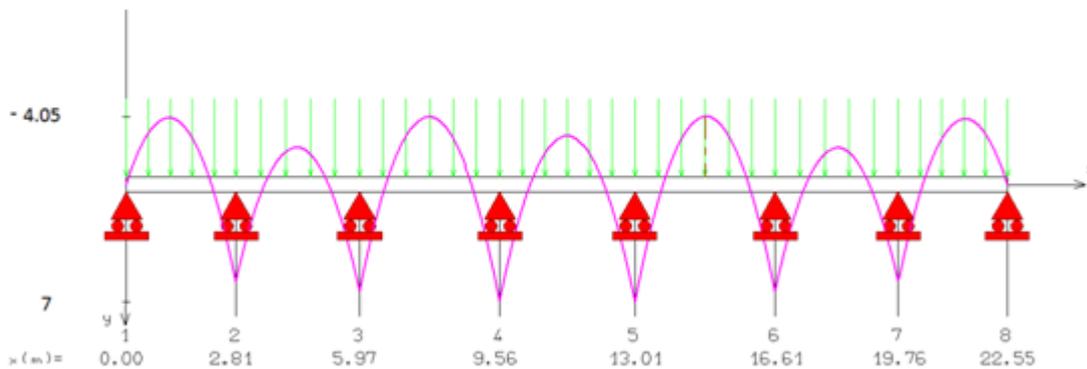


Figure III.9.a Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul effort tranchent

- travée 1

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.81}{1 + \sqrt{\frac{3.09 + 4.94}{0 + 4.94}}} = 1.23 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 2.81 - 1.23 = 1.58 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{0 + 4.94}{1.23} = -8.03 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.09 + 4.94}{1.58} = 10.16 \text{ KN}$$

- travée 2

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.16}{1 + \sqrt{\frac{3.12 + 5.09}{3.09 + 5.09}}} = 1.58 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.16 - 1.58 = 2.08 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.09 + 5.09}{1.58} = -10.35 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.12 + 5.09}{2.08} = 7.89 \text{ KN}$$

- travée 3

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.59}{1 + \sqrt{\frac{4.03 + 7}{3.12 + 7}}} = 1.72 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.59 - 1.72 = 2.08 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.12 + 7}{1.72} = -11.77 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4.08 + 7}{2.08} = 10.65 \text{ K}$$

- travée 4

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.45}{1 + \sqrt{\frac{3.72 + 5.90}{4.03 + 5.90}}} = 1.75 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.45 - 1.75 = 1.7 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4.03 + 5.90}{1.75} = -11.35 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.72 + 5.90}{1.7} = 11.32 \text{ KN}$$

- travée 5

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.6}{1 + \sqrt{\frac{4.05 + 6.76}{3.72 + 6.76}}} = 1.78 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.6 - 1.78 = 1.82 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.72 + 6.76}{1.78} = -11.78 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4.05 + 6.76}{1.82} = 11.88 \text{ KN}$$

- travée 6

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.15}{1 + \sqrt{\frac{3.1 + 4.75}{4.05 + 4.75}}} = 1.65 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.15 - 1.65 = 1.5 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4.05 + 4.75}{1.65} = -10.67 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.1 + 4.75}{1.5} = 10.47 \text{ KN}$$

- travée 7

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.79}{1 + \sqrt{\frac{0 + 4.43}{3.1 + 4.43}}} = 1.58 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 2.79 - 1.58 = 1.21 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.1 + 4.43}{1.58} = -9.53 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{0 + 4.43}{1.21} = 7.32 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

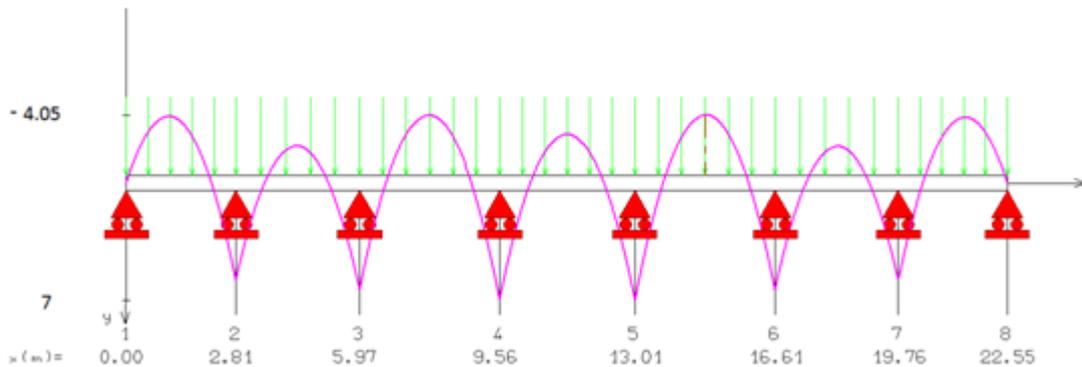


Figure III.9.b Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

❖ Calcul à l'état limite de service

$-q_s = 4.56 \text{ kN}$

$-\alpha = \frac{q}{q+g} = 0.13$

Travée	1	2	3	4	5	6	7	
L(m)	2.81	3.16	3.59	3.45	3.6	3.15	2.79	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	4.50	5.69	7.35	6.78	7.39	5.66	4.44	
appui	1	2	3	4	5	6	7	8
coefficient	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0
M_a	0	2.25	2.28	2.94	2.71	2.96	2.83	0
M_{t1}	3.60	3.70	5.11	4.30	4.93	3.05	3.25	
M_{t2}	2.79	2.96	3.82	3.53	3.84	2.94	2.31	
Mu_t	3.60	3.70	5.11	4.30	4.93	3.05	3.25	

➤ Diagramme des moments à l'ELS

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

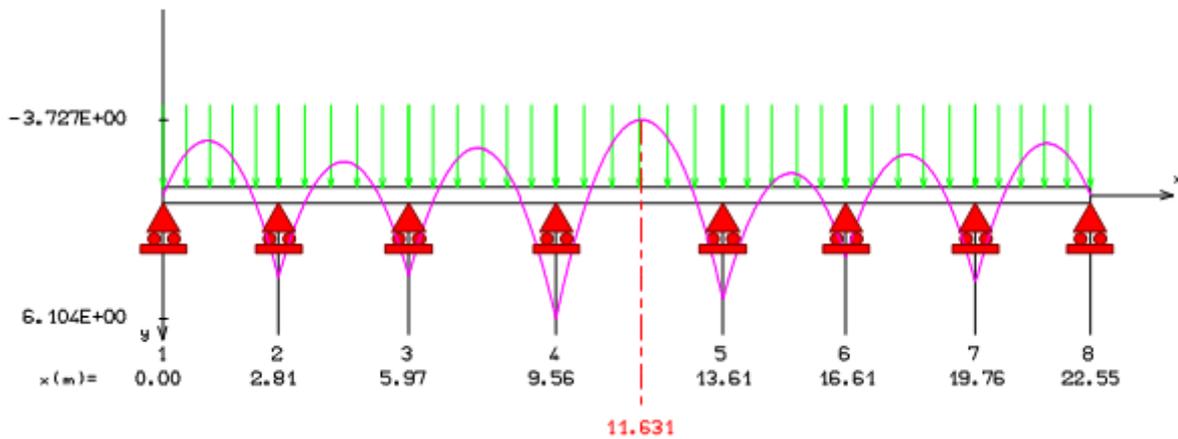


Figure III.9.c Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

❖ Calcul l'effort tranchant

- travée 1

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.81}{1 + \sqrt{\frac{2.25 + 3.60}{0 + 3.60}}} = 1.24 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 2.81 - 1.24 = 1.57 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{0 + 3.60}{1.24} = -5.81 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.25 + 3.60}{1.57} = 7.45 \text{ KN}$$

- travée 2

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.16}{1 + \sqrt{\frac{2.28 + 3.70}{2.25 + 3.70}}} = 1.79 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.16 - 1.58 = 1.8 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.28 + 5.11}{1.79} = -8.26 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.94 + 5.11}{1.8} = 8.94 \text{ KN}$$

- travée 3

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.59}{1 + \sqrt{\frac{2.94 + 7}{2.28 + 7}}} = 1.79 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.59 - 1.72 = 1.8 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.28 + 7}{1.79} = -8.26 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.94 + 7}{1.8} = 8.94 \text{ K}$$

- travée 4

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.45}{1 + \sqrt{\frac{2.71 + 4.30}{2.94 + 4.30}}} = 1.74 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.45 - 1.75 = 1.71 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.94 + 4.30}{1.74} = -8.32 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.71 + 4.30}{1.71} = 8.20 \text{ KN}$$

- travée 5

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.6}{1 + \sqrt{\frac{2.96 + 4.93}{2.71 + 4.93}}} = 1.79 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.6 - 1.78 = 1.81 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.71 + 4.93}{1.79} = -8.54 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.96 + 4.93}{1.81} = 8.72 \text{ KN}$$

- travée 6

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.15}{1 + \sqrt{\frac{2.83 + 3.05}{2.96 + 3.05}}} = 1.58 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.15 - 1.65 = 1.57 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.96 + 3.05}{1.58} = -7.61 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.83 + 3.05}{1.57} = 7.50 \text{ KN}$$

- travée 7

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.79}{1 + \sqrt{\frac{0 + 3.25}{2.83 + 3.25}}} = 1.61 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 2.79 - 1.58 = 1.18 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.83 + 3.25}{1.61} = -7.55 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{0 + 3.25}{1.18} = 5.51 \text{ KN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant à l'ELS

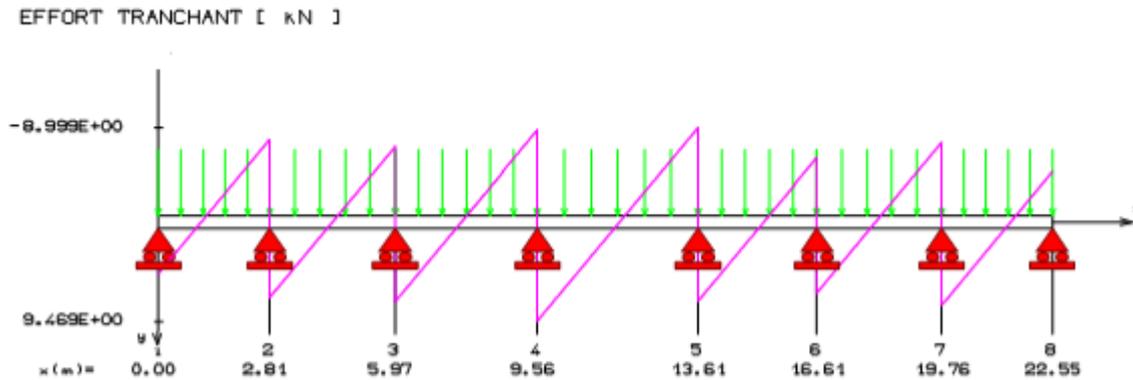


Figure III.9.d Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

b- poutrelle a 6 travées

❖ Calcul moment fléchissant

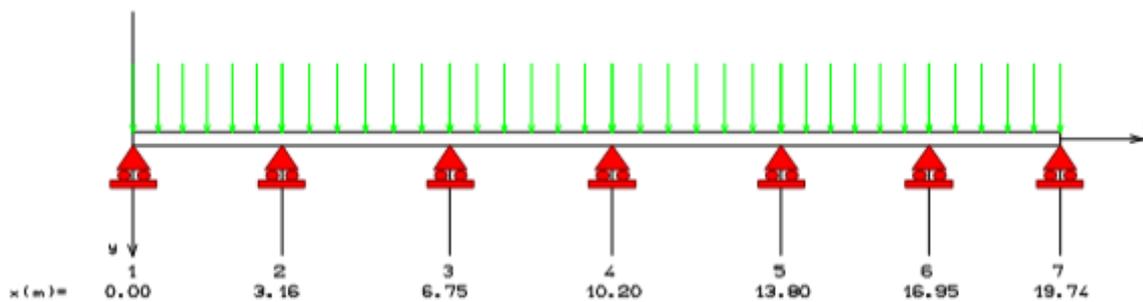


Figure III.10. Schéma statique de la poutrelle à 7 travées.

Travée	1	2	3	4	5	6	
L(m)	3.16	3.59	3.45	3.6	3.15	2.79	
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	7.80	10.07	9.30	10.13	7.75	6.08	
appuie	1	2	3	4	5	6	7
coefficient	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0
M_a	0	3.9	4.03	3.72	4.05	3.88	0
M_{t1}	6.24	6.61	5.89	6.75	4.17	4.44	
M_{t2}	4.84	5.24	4.84	5.27	4.03	3.77	
Mu_t	6.24	6.61	5.89	6.75	4.17	4.44	

➤ Diagramme des moments a l'ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

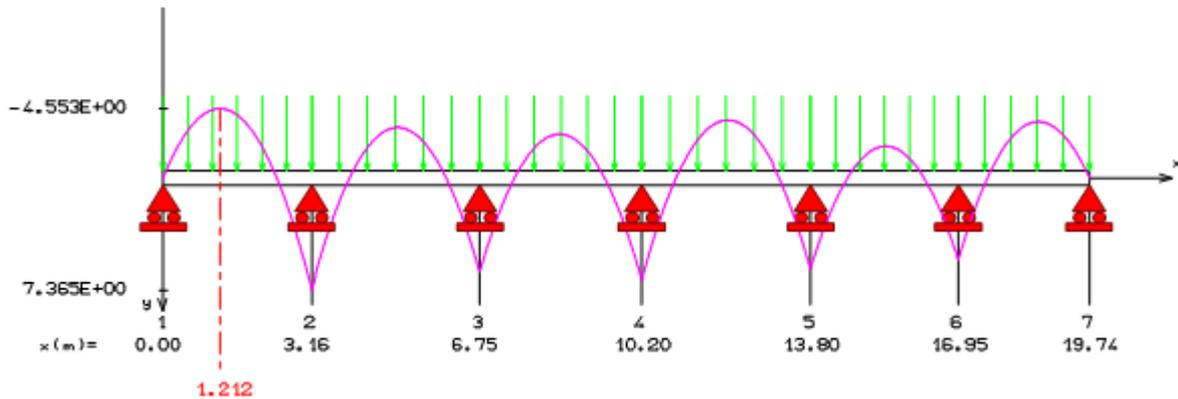


Figure III.10.a. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul effort tranchent

- travée 1

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.16}{1 + \sqrt{\frac{3.9 + 6.24}{6.24}}} = 1.39 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.16 - 1.39 = 1.77 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{6.24}{1.39} = -8.98 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.9 + 6.24}{1.77} = 11.64 \text{ KN}$$

- travée 3

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.59}{1 + \sqrt{\frac{4.03 + 6.61}{3.9 + 6.61}}} = 1.79 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.59 - 1.79 = 1.8 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.9 + 6.61}{1.79} = -11.24 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4.03 + 6.61}{1.8} = 11.32 \text{ K}$$

- travée 4

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.45}{1 + \sqrt{\frac{3.72 + 5.89}{4.03 + 5.89}}} = 1.74 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.45 - 1.74 = 1.71 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4.03 + 5.89}{1.74} = -11.40 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.72 + 5.89}{1.71} = 11.24 \text{ KN}$$

- travée 5

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.6}{1 + \sqrt{\frac{4.05 + 6.75}{3.72 + 6.75}}} = 1.78 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.6 - 1.78 = 1.82 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.72 + 6.75}{1.78} = -11.76 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{4.05 + 6.75}{1.82} = 11.87 \text{ KN}$$

- travée 6

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.15}{1 + \sqrt{\frac{3.88 + 4.17}{4.05 + 4.17}}} = 1.58 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.15 - 1.58 = 1.57 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4.05 + 4.17}{1.58} = -10.41 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.88 + 4.17}{1.57} = 10.25 \text{ KN}$$

- travée 7

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.79}{1 + \sqrt{\frac{0 + 3.25}{2.83 + 3.25}}} = 1.61 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 2.79 - 1.61 = 1.18 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.83 + 3.25}{1.61} = -7.55 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{0 + 3.25}{1.18} = 5.51 \text{ KN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

EFFORT TRANCHANT [kN]

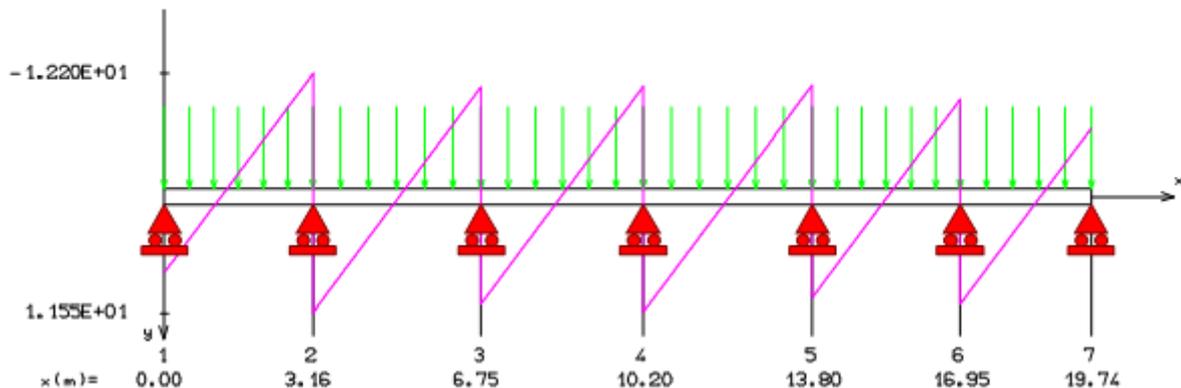


Figure III.10.b. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

❖ Calcul à l'état limite de service

$-q_s=4.56\text{KN}$

$-\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.13$

Travée	1	2	3	4	5	6	
L(m)	3.16	3.59	3.45	3.6	3.15	2.79	
$M_0 = \frac{qL^2}{8}$	5.69	7.35	6.78	7.39	5.66	4.44	
appuie	1	2	3	4	5	6	7
coefficient	0	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0
M_a	0	2.85	2.94	2.71	3.70	2.83	0
M_{t1}	4.56	4.82	4.29	4.55	2.68	3.25	
M_{t2}	3.53	3.82	3.53	3.84	2.94	3.77	
Mu_t	4.56	4.82	4.29	4.55	2.68	3.25	

➤ Diagramme des moments a l'ELS

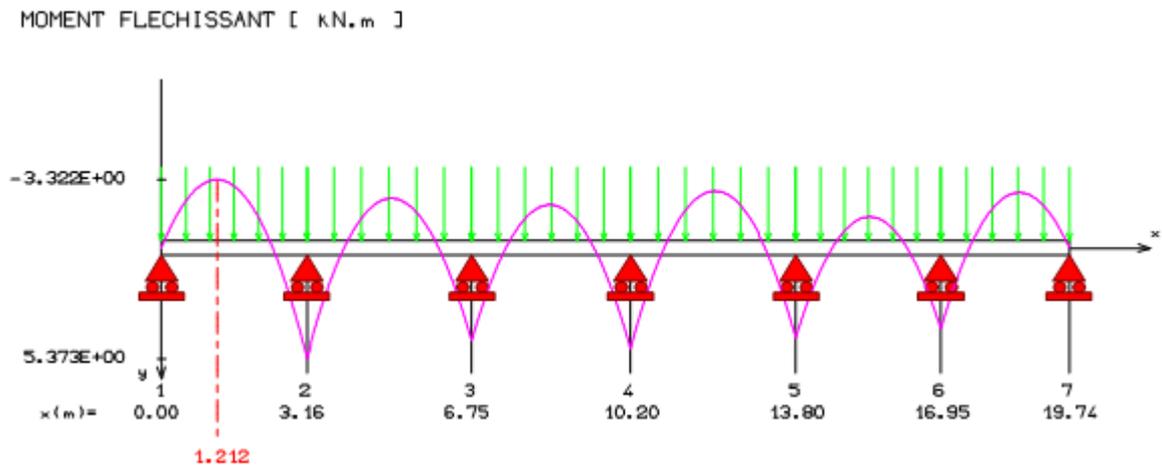


Figure III.10.c. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

❖ Calcul effort tranchent

- travée 1

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.16}{1 + \sqrt{\frac{2.85 + 4.56}{4.56}}} = 1.39 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.16 - 1.39 = 1.77 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{4.56}{1.39} = -6.56 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.85 + 4.56}{1.77} = 8.37 \text{ KN}$$

- travée 2

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.59}{1 + \sqrt{\frac{2.94 + 4.82}{2.85 + 4.82}}} = 1.79 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.59 - 1.79 = 1.8 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.85 + 4.82}{1.79} = -8.52 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.94 + 4.82}{1.8} = 8.62 \text{ KN}$$

- travée 3

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.45}{1 + \sqrt{\frac{2.71 + 4.29}{2.94 + 4.29}}} = 1.75 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.45 - 1.75 = 1.7 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.71 + 4.29}{1.75} = -8 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.94 + 4.29}{1.7} = 8.51 \text{ KN}$$

- travée 4

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.6}{1 + \sqrt{\frac{3.70 + 4.55}{2.71 + 4.55}}} = 1.75 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.6 - 1.75 = 1.85 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.71 + 4.55}{1.75} = -8.30 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{3.70 + 4.55}{1.85} = 8.92 \text{ KN}$$

- travée 5

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.15}{1 + \sqrt{\frac{2.83 + 2.68}{3.70 + 2.68}}} = 1.63 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 3.15 - 1.63 = 1.52 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{3.70 + 2.68}{1.63} = -7.83 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{2.83 + 2.68}{1.52} = 7.25 \text{ KN}$$

- travée 6

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{2.79}{1 + \sqrt{\frac{0 + 3.25}{2.83 + 3.25}}} = 1.61 \text{ m} \quad , \quad b = L - a = 2.79 - 1.61 = 1.18 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \left| \frac{M_w + M_t}{a} \right| = -2 \frac{2.83 + 3.25}{1.61} = -7.55 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \left| \frac{M_e + M_t}{b} \right| = 2 \frac{0 + 3.25}{1.18} = 5.51 \text{ KN}$$

➤ Diagramme d'effort tranchant

EFFORT TRANCHANT [kN]

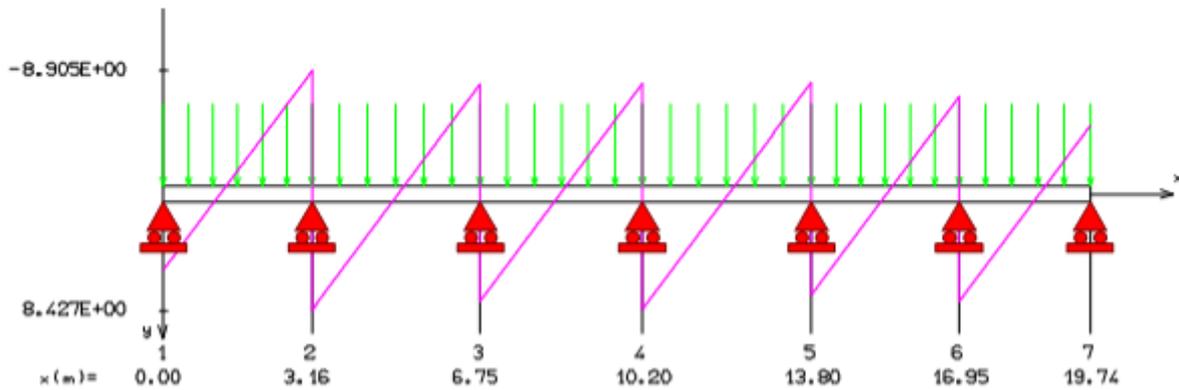


Figure III.10.d. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

c- poutrelle a une seule travée

➤ L=2.79

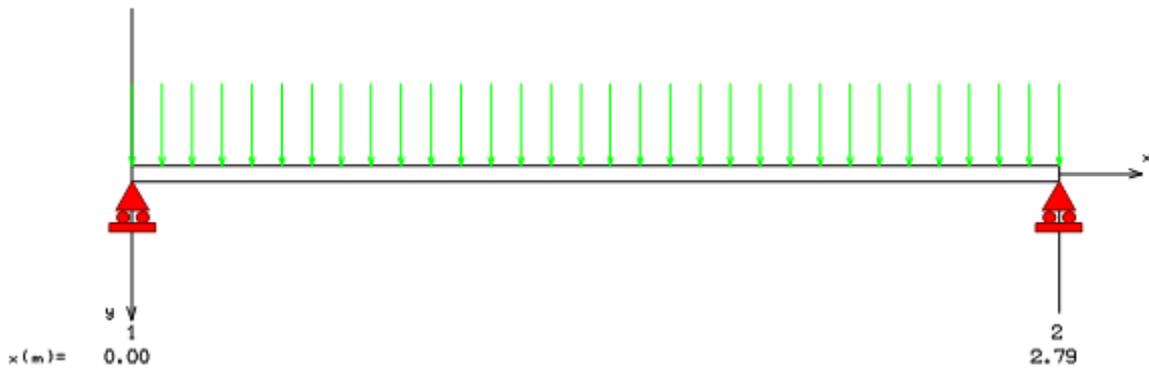


Figure III.11. Schéma statique de la poutrelle à 1 travée

• Calcul moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.25 \times 2.79^2}{8} = 6.08 \text{ KN.M}$$

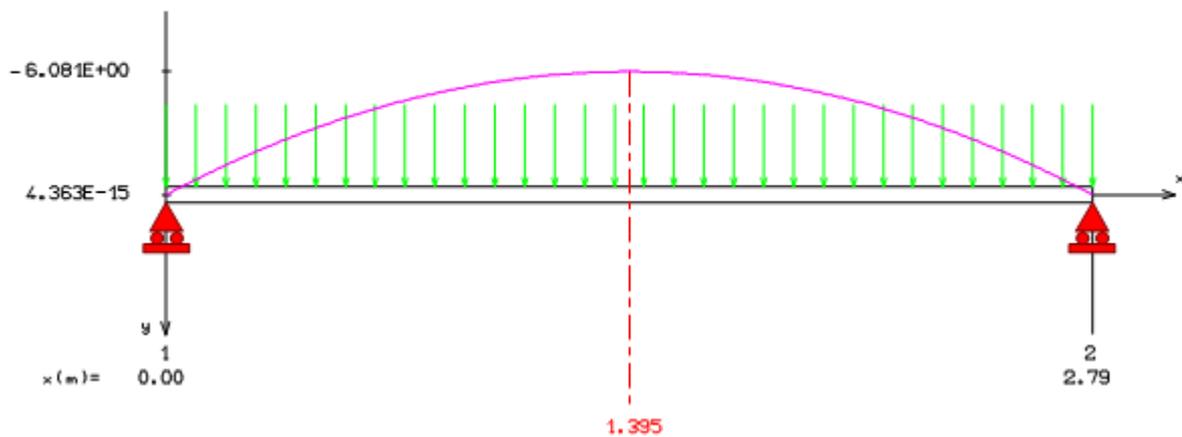
• Calcul l'effort tranchant

$$V_e = \frac{q l}{2} = \frac{6.25 \times 2.79}{2} = 8.72 \text{ KN.M}$$

$$V_e = -\frac{q l}{2} = -\frac{6.25 \times 2.79}{2} = -8.72 \text{ KN.M}$$

❖ Diagramme de moment et des efforts tranchant a L'ELU

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

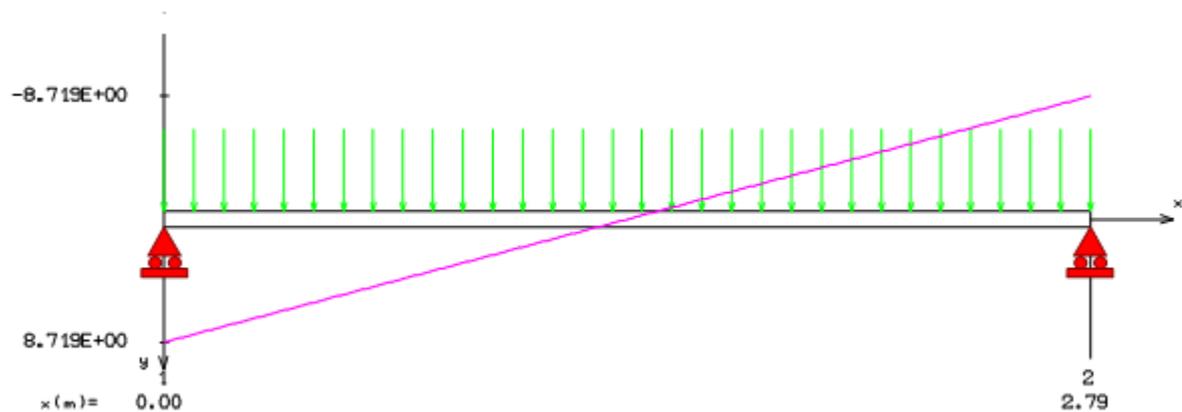


Figure III.11.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul a l'état limite de service

- Calcul moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.56 \times 2.79^2}{8} = 4.44 \text{ kN.M}$$

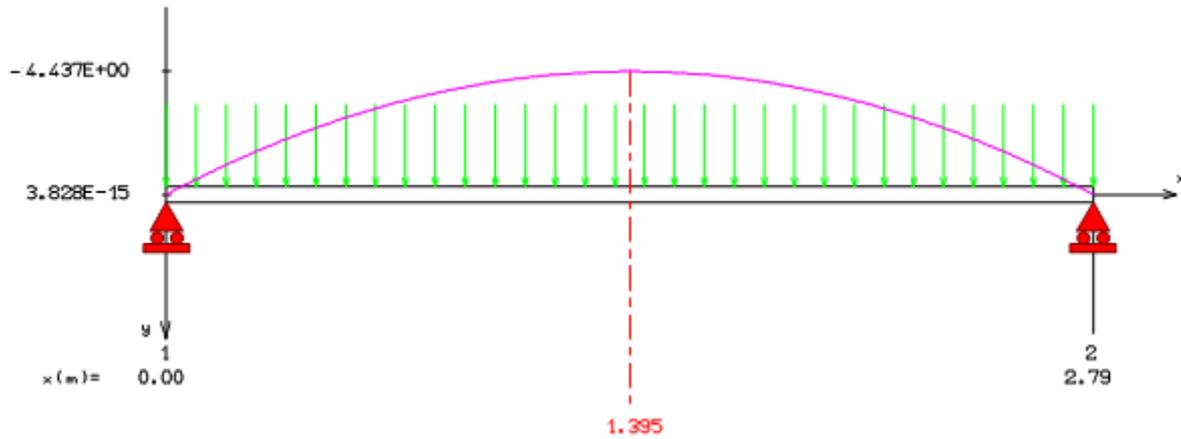
- Calcul l'effort tranchant

$$V_e = \frac{q l}{2} = \frac{4.56 \times 2.79}{2} = 6.36 \text{ kN.M}$$

$$V_e = -\frac{q l}{2} = \frac{4.56 \times 2.79}{2} = -6.36 \text{ kN.M}$$

❖ Diagramme de moment et des efforts tranchant a L'ELS

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

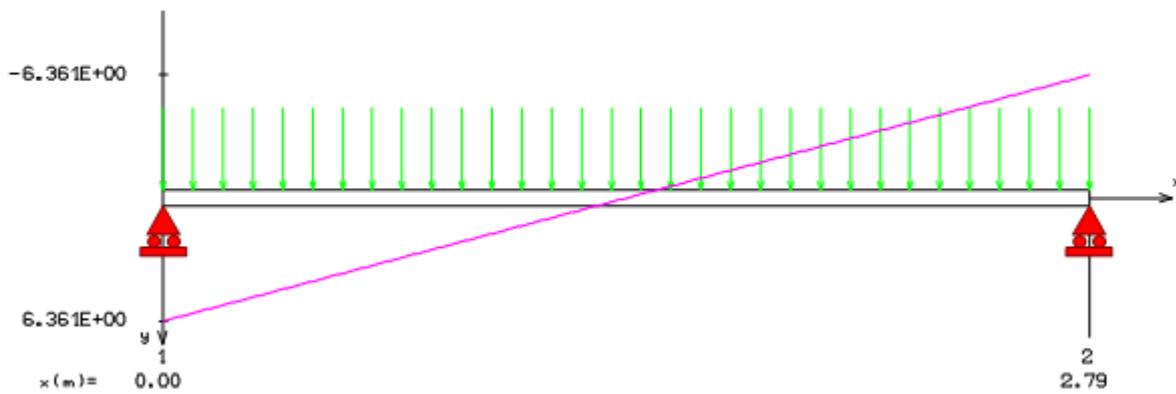


Figure III.11.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

➤ $L=2.81$

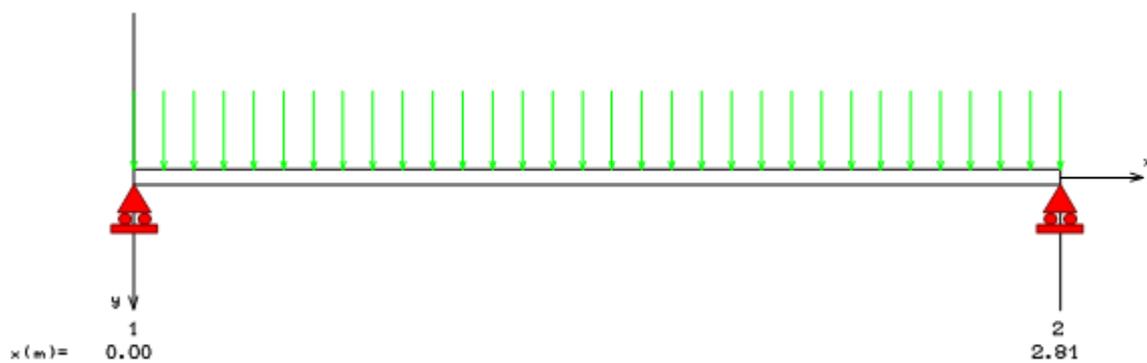


Figure III.11: Schéma statique de la poutrelle à 1 travée

- Calcul moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{6.25 \times 2.81^2}{8} = 6.17 \text{ KN.M}$$

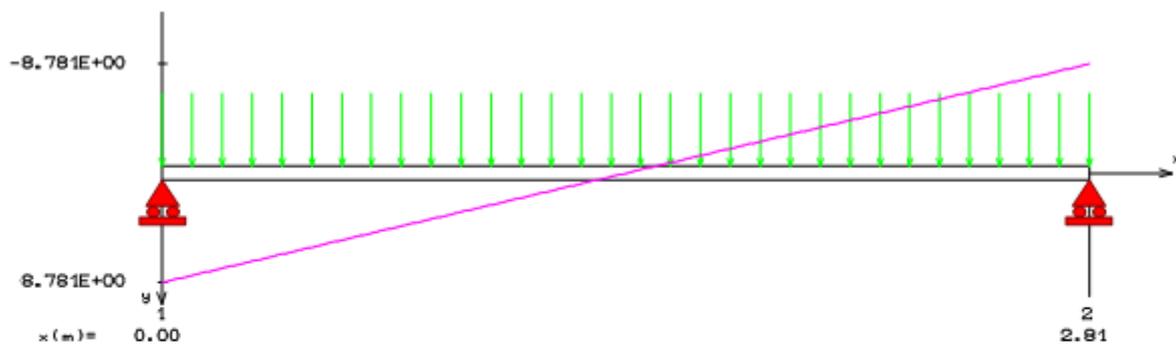
- Calcul l'effort tranchant

$$V_e = \frac{q l}{2} = \frac{6.25 \times 2.81}{2} = 8.78 \text{ KN.M}$$

$$V_e = -\frac{q l}{2} = \frac{6.25 \times 2.81}{2} = -8.78 \text{ KN.M}$$

❖ Diagramme de moment et des efforts tranchant a L'ELU

EFFORT TRANCHANT [kN]



MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

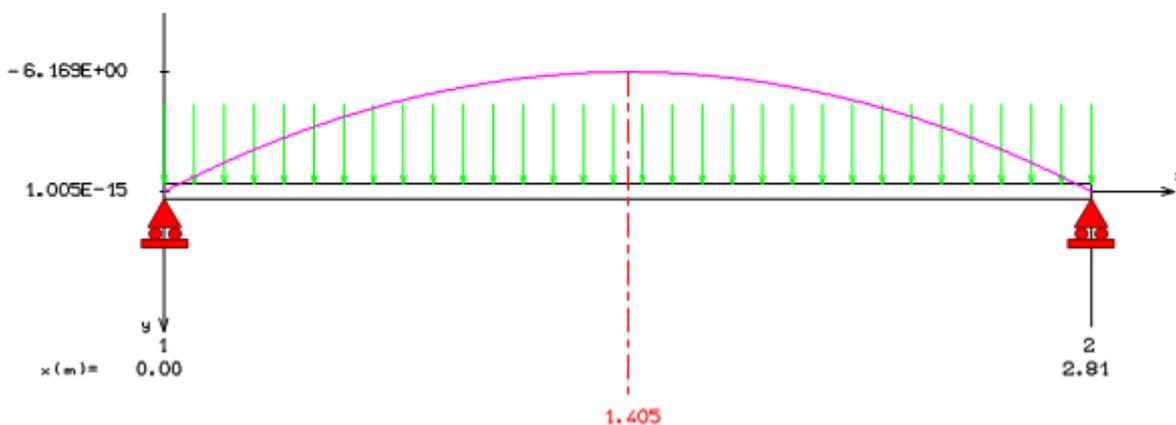


Figure III.11.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul a l'état limite de service

- Calcul moment fléchissant

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{4.56 \times 2.81^2}{8} = 4.50 \text{ KN.M}$$

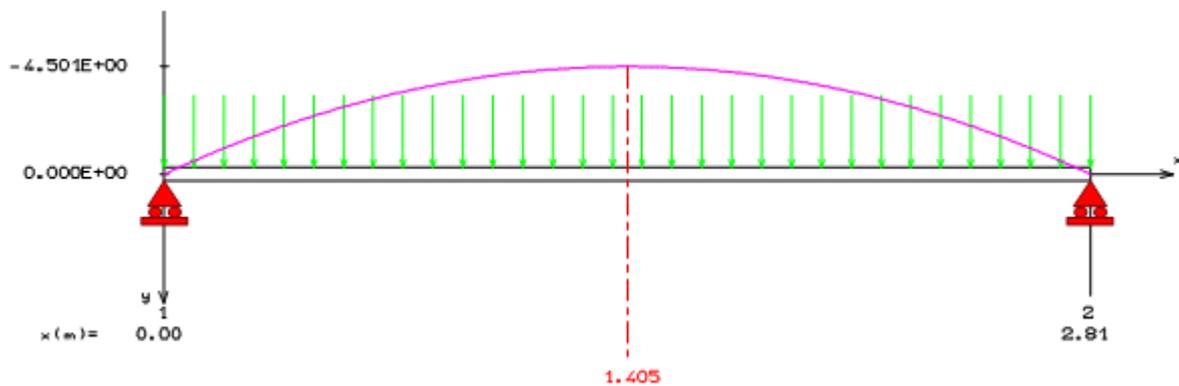
- Calcul l'effort tranchant

$$V_e = \frac{q l}{2} = \frac{4.56 \times 2.81}{2} = 6.41 \text{ KN.M}$$

$$V_e = -\frac{q l}{2} = \frac{4.56 \times 2.81}{2} = -6.41 \text{ KN.M}$$

❖ Diagramme de moment et des efforts tranchant a L'ELS

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]



EFFORT TRANCHANT [kN]

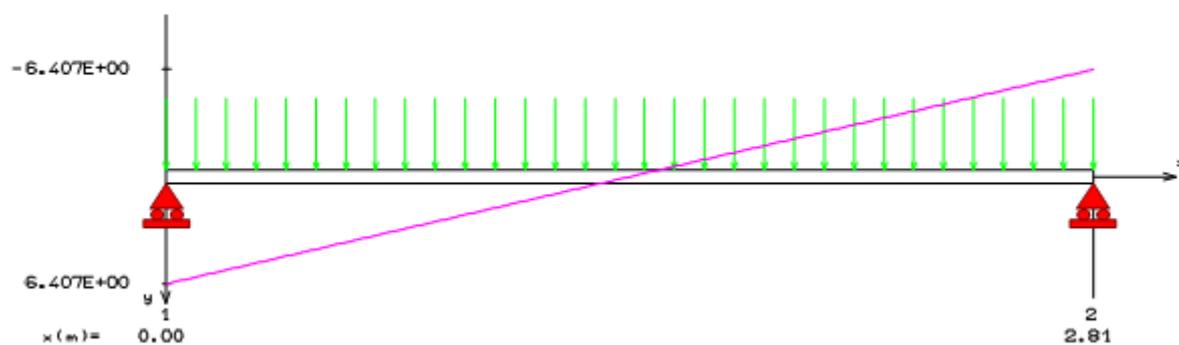


Figure III.11.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.5.1.2.3. Ferrailage des poutrelles

➤ Calcul des armatures longitudinales

On adoptera le même ferrailage en travées avec le moment maximum

Mt = 7 KN.M et le même ferrailage

Aux appuis avec le moment maximum

Ma = 4.05 KN.M

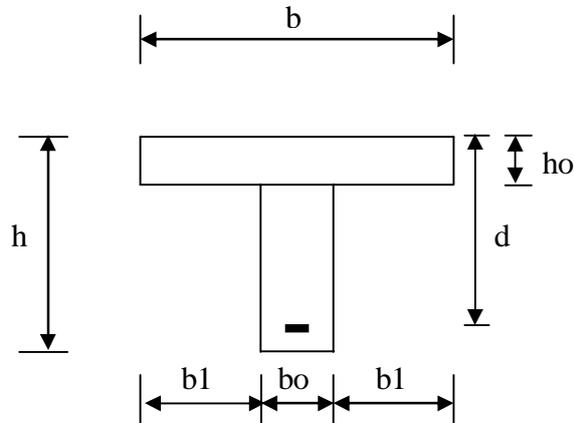
- En travée

Les caractéristiques de la section sont

b = 60cm ; bo = 12 cm ; d = 18 cm ;

h = 20 cm ; ho = 04 cm.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$



Dimension de la poutrelle

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

Le moment M₀ qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 0,60 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 54 \text{ KN.M}$$

M₀ > M_{tmax} ⇒ l'axe neutre est dans la table, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire de dimensions 20 x 60 cm, soumise à un moment : Mt = 7 KN.M

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0254$$

$$\alpha_1 = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{se}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

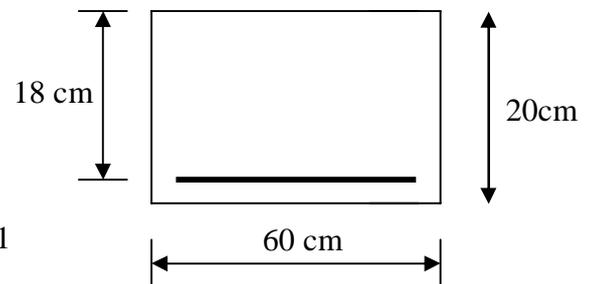
$$\mu_1 = 0,8\alpha_1 (1 - 0,4\alpha_1) = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,391$$

U_{bu} < U₁ → Á_s = 0 La section est simplement armée.

U_{bu} < 0,275 → méthode simplifier

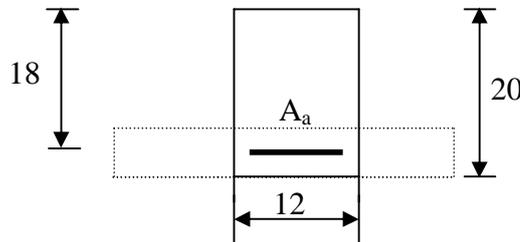
$$z = d(1 - 0,6U_{bu}) = 18(1 - 0,6 \times 0,0254) = 17,73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{7 \times 10^3}{0,1773 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit 2HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$



- Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul comme une section rectangulaire (12 x 20) cm.



$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0734$$

$U_{bu} < U_l = 0.391 \rightarrow A_s = 0$ La section est simplement armée.

$U_{bu} < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

$$z = d(1 - 0.6U_{bu}) = 18(1 - 0.6 \times 0.0734) = 17.21 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{7 \times 10^3}{0.1721 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ Les vérifications

-a- Vérification à la condition de non-fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t > A_{min}$ la condition est vérifiée

Aux appuis : $A_a > A_{min}$ la condition est vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} donc la condition est vérifiée.

-b- Vérification à l'effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissuration et de déformation, dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

-c- Vérification de la contrainte tangente

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MP} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 11.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11.77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.54 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u = 0.54 < \bar{\tau}_u = 3.33$ La condition est vérifiée

-d- Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = N \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 1 = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ La condition est vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

-e- La longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

avec:

τ_{su} : contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : coefficient de scellement des barres égale à 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2,84}\right) = 35.21 \text{ cm}$$

$L_s = 35.21 \text{ cm} > L_a = 35 \text{ cm}$ (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0.4.l_s = 14.08 \text{ cm} \Rightarrow$ On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

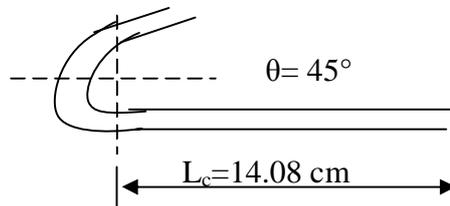


Figure.III.12. L'ancrage des barres

➤ **Calcul des armatures transversales**

-a- Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art. A.7.2.12, BAEL.91**)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

-b- La section d'armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$

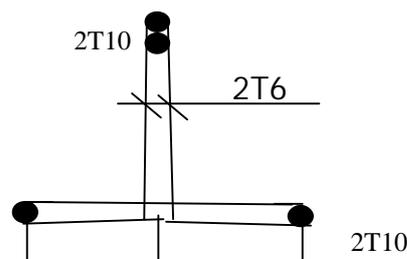


Figure.III.13. Schéma de ferrailage de la poutrelle.

-c- L'espaceur entre les cadres (Art. A.5.1.22, BAEL.91)

$$S_{t1} \leq \min \{0.9.d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

➤ **Vérification à L'ELS**

La combinaison de charges est: $q_s = 4.56 \text{ KN.m}$

Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

➤ **Moments fléchissant**

$$M_{ser}^t \text{max} = 5.11 \text{ kN.m}$$

➤ **Efforts tranchants**

$$V_u \text{ max} = 11.87 \text{ KN.}$$

a-Vérification de la résistance à la compression de béton

On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}_s(y - \acute{d})^2]$$

$$\text{Avec } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

-En travée

$$M_{ser}^t \text{max} = 5.11 \text{ KN.M}$$

$$30y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$Y = 3.39 \text{ cm}$$

$$I = 5805.96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.88$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.88 \times 3.39 = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

- Aux appuis

$$M_{ser}^a \text{max} = 3.70 \text{ KN.M}$$

$$30y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

$$Y = 3.39 \text{ cm}$$

$$I = 5805.96\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.63$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.63 \times 3.39 = 2.14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

b- Vérification de la contrainte d'acier :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers, donc on doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

-c-Vérification de la flèche:

- 1) $h / l > 1 / 22.5 = 20/380 > 1/22.5 \Rightarrow 0.055 > 0.044 \Rightarrow$ **vérifier.**
- 2) $h / l > M_t / 15 \times M_o = 20/380 > 0.0089 / 15 \times 0.01272 = 0.055 > 0.0466 \Rightarrow$ **vérifier.**
- 3) $A_s / (b_o \times d) \leq 3.6 / f_e = 1.57 / 12 \times 1.8 \leq 3.8 / 400 = 0.0065 \leq 0.0095 \Rightarrow$ **vérifier.**

III.5.7. Schéma de ferrailage de plancher

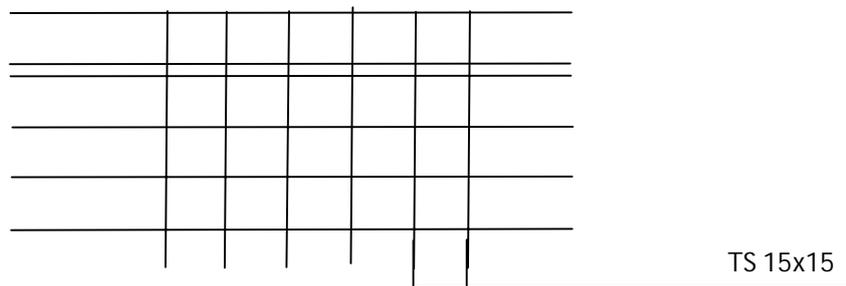


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la table de compression

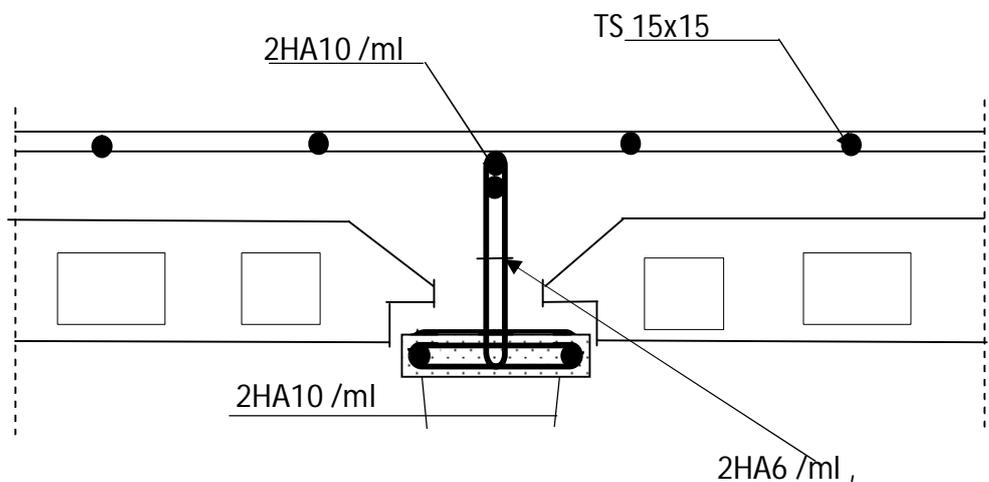


Figure III.15. Schéma de ferrailage de plancher.

III.6. Etude de balcon

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1.20\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

III.6.1. Evaluation des charges

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Charge permanentes : $G_1 = 5.21 \text{ KN/m}^2$.

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$.

III.6.2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

❖ Combinaison fondamentale

a) L'ELU

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 3.5 = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 12.28 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

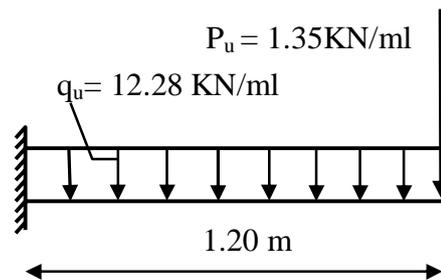


Figure III.16. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.

b) L'ELS

$$q_s = G + Q = 5.21 + 3.5 = 8.71 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow q_s = 8.71 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow P_s = 1 \text{ KN/ml.}$$

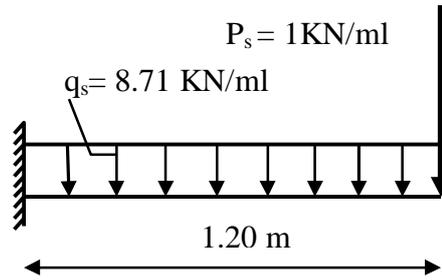


Figure III.17. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.

➤ **Moment d'encastrement**

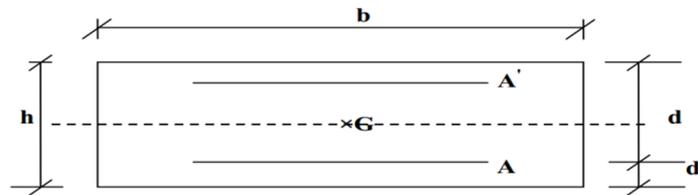
$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} + pu.l = \frac{12.28 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{qs \times l^2}{2} + ps.l = \frac{8.71 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.20 = 7.47 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm} ; d' = C' = 2 \text{ cm}$$



Section du calcul du balcon.

a) Moments ultime réduit

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.46 * 10^{-3}}{1 * (0.135)^2 * 14.2} = 0.0404$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \longrightarrow \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{1.15}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.0404 < \mu_u = 0.392$, donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

b) Section d'armature

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que } : \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0404)}) = 0.052$$

Donc : $\beta = 0.98$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10.46 \times 10^6}{0.98 \times 135 \times 348} = 227.19 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.27 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec espacement de 25 cm.

III.6.4. Vérification à l'ELU

a) Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l + p_u = 16.09 \text{ KN}$$

Donc : $\tau_u = \frac{16.09}{1 \times 135} = 0.12 \text{ MPa}$

D'où $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

b) Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a: $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1.5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où : $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

et on a :
$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum u_i = n\pi\emptyset$: Somme du périmètre utile des barres.

n: Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre des barres.

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

D'où : $\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifié**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.6.5. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A = 4T8 = 2.01 cm²/ml**, avec espacement de 25 cm.

III.6.6. Vérification des espacements des barres

a) Armature principale

$S_p = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b) Armature transversal

$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

III.6.7. Vérifications à ELS

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration)

1. Vérification des contraintes maximales dans le béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
7.47	3.14	3.13	6087.13	122.71	3.84	15	C.V

2. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] \longrightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que : $n = 15$.

$$\sigma_s = 15 \times 122.71 \times (0.135 - 0.0313)$$

$$\sigma_s = 190.88 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 190.88 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$**La Condition est vérifiée.**

III.6.8. Vérification de la flèche

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.10) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00232 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 120 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 7.47 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

III.6.9 Schéma de ferrailage de balcon

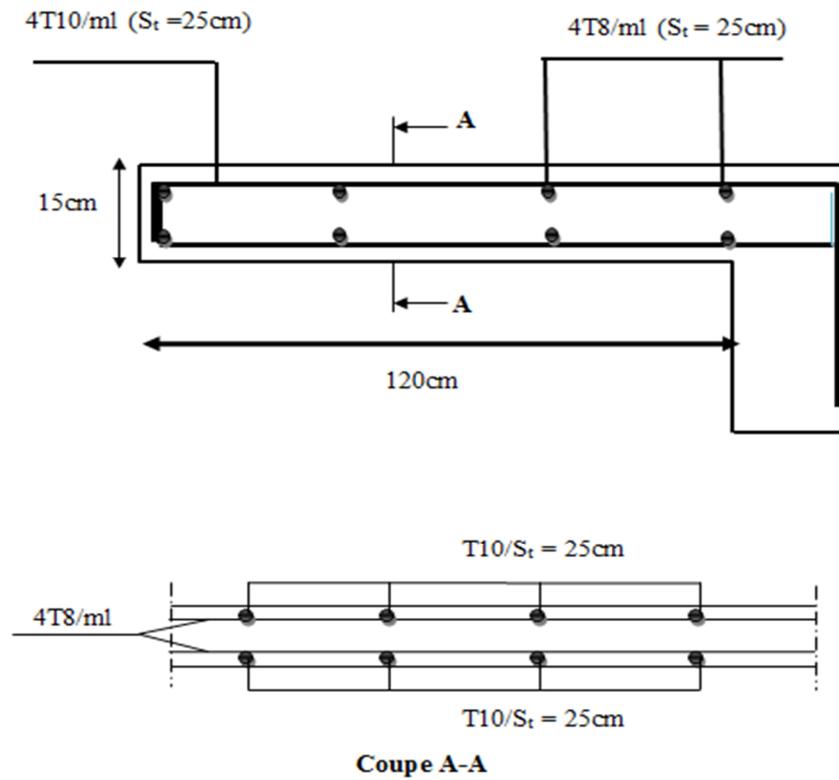


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle en console.

VI.1. Introduction

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

VI.2. Objectifs de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003

VI.3.1. Zone sismique :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

VI.3.2. Importance de l'ouvrage (catégorie)

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment recevant du public donc elle est classée dans le groupe d'usage 2.

VI.4. Méthodes de calcul de l'action sismique

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.4.1. La méthode statique équivalente

a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

VI.4.2. La méthode modale spectrale**a) Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Conditions d'application

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VI.5. Choix de la méthode de calcul

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.6. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

➤ Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

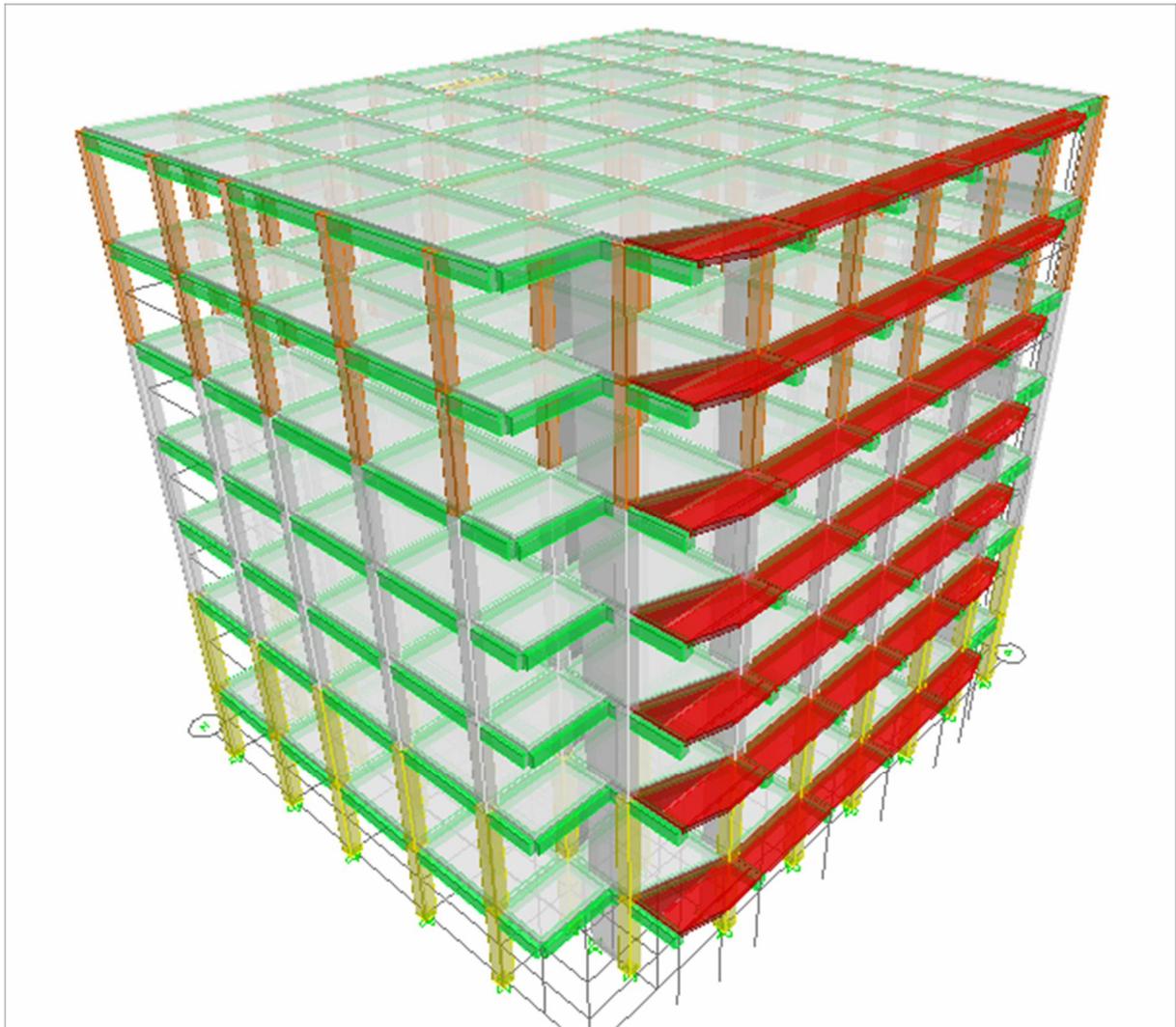


Figure V.1. Vue en plan de la structure

a) Le spectre de réponse de calcul (ch IV § 4.3.3) RPA99/2003

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

Le coefficient d'accélération de zone est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas $A = 0.15$.

b) Le coefficient de comportement global de la structure

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles, Donc $R = 5$.

c) Le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Tableau VI.1 : Valeur de pénalités

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation ; plan	Oui	0.00
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : $Q = 1.25$

d) La période caractéristique associée à la catégorie du site

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003 dans notre cas on a : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

e) La période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques
La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $C_T = 0.050$.

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 22,44\text{m}$$

$$T_{(seconde)} = 0.51 \text{ s}$$

f) Le facteur d'amplification dynamique moyenne

Le facteur d'amplification moyenne est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

Avec η le facteur de correction d'amortissement donné

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Avec η le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique plus voile donc on prend la moyenne d'après le tableau (4.2) RPA99/2003 donc : $\xi(\%) = 7 \%$.

Alors :
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.8819$$

D'autre part on a $T_2 < T < 3.0 \text{ Seconde}$

$$\text{donc : } D = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.50}{0.51}\right)^{2/3} = 2.1761$$

Pour introduire le spectre de réponse dans l'étbas on utilise l'application RPA qui donne :

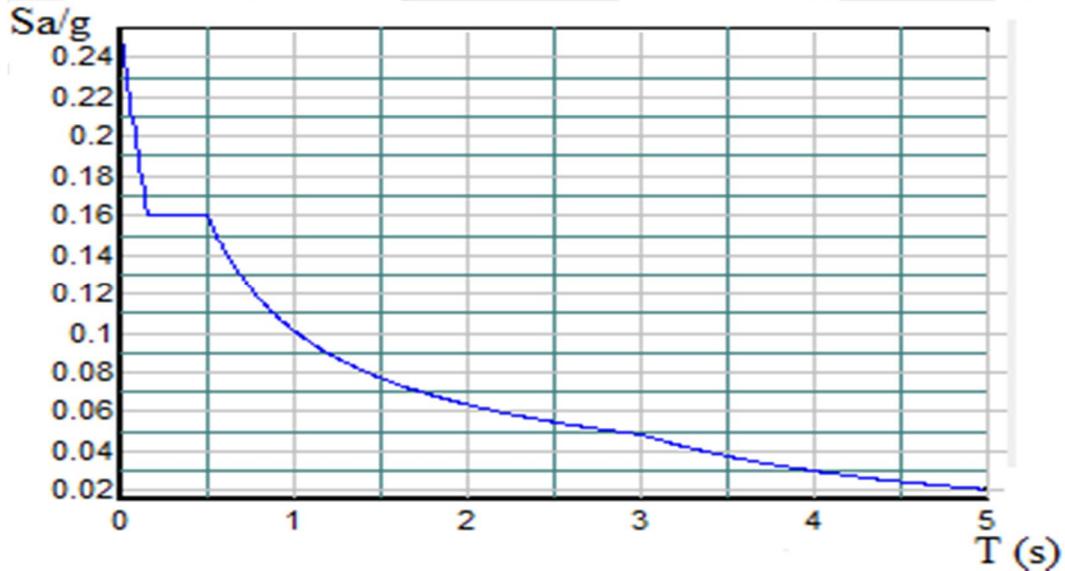


Figure.VI.2. Spectre de réponse de calcul

VI.7. Disposition des voiles

A partir des plans d'architecture, nous avons procédé à la recherche d'une meilleure disposition des voiles qui permet une bonne reprise et absorption de l'action sismique. Ainsi, suite à plusieurs études, nous sommes arrivées à la disposition des voiles indiquée dans les figures suivantes :

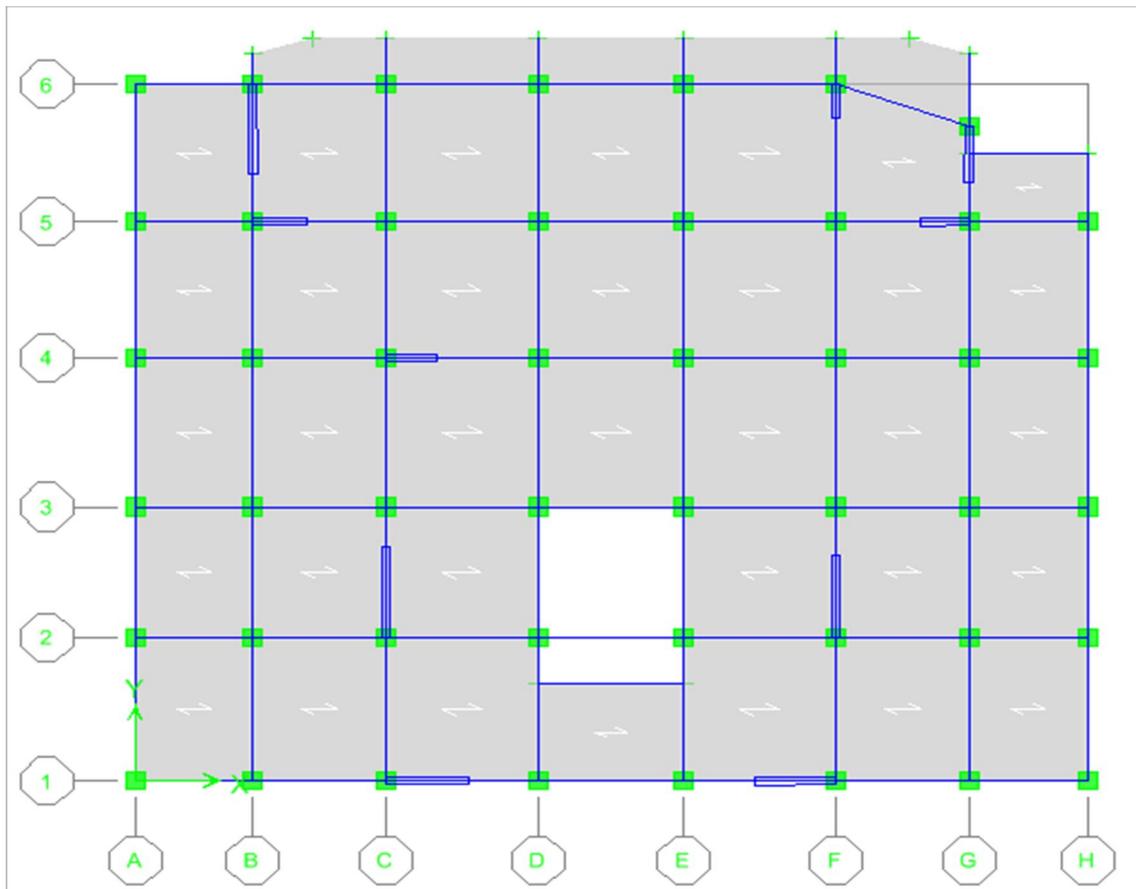


Figure IV.3. Disposition des voiles

IV.8. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

VI.8.1. Nombre de modes à considérer

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

VI.8.2 Mode de vibration et participation massique

Après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ	Nature
1	0.4469	72.78	0.56	72.78	0.56	5.4849	5.4849	Translation y +légère Rotation
2	0.4103	0.83	77.23	73.61	77.79	0.4539	5.9388	Translation X
3	0.3619	4.52	0.76	78.13	78.55	71.6946	77.6334	Rotation Z
4	0.1407	8.55	0.11	86.69	78.66	0.6704	78.3038	Translation y
5	0.1281	0.20	9.63	86.88	88.29	0.006	78.3098	Translation X
6	0.1141	1.01	0.04	87.89	88.33	9.4447	87.7545	Translation y
7	0.0764	3.0064	0.0356	90.9008	88.3628	0.3518	88.1063	Rotation Z
8	0.0665	0.0346	3.901	90.9354	92.2638	0.0034	88.1097	Translation y
9	0.0588	0.5335	0.0009	91.469	92.2647	3.8381	91.9478	Translation X
10	0.0513	2.2387	0.0013	93.7076	92.266	0.2715	92.2193	Translation y
11	0.0414	0	3.0114	93.7076	95.2774	0.0009	92.2202	Translation y
12	0.0356	0.4142	0.0029	94.1218	95.2803	2.8745	95.0946	Rotation Z

D'après les résultats de tableau (VI. 2) on constate que :

- ✓ La période de calcul automatique est : $T_{dyn} = 0.4469$ Seconde.

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.663 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.4469 < T_{cal} = 0.663 \text{ Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.
- ✓ La somme des masses modales effectives atteindrent 90% de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

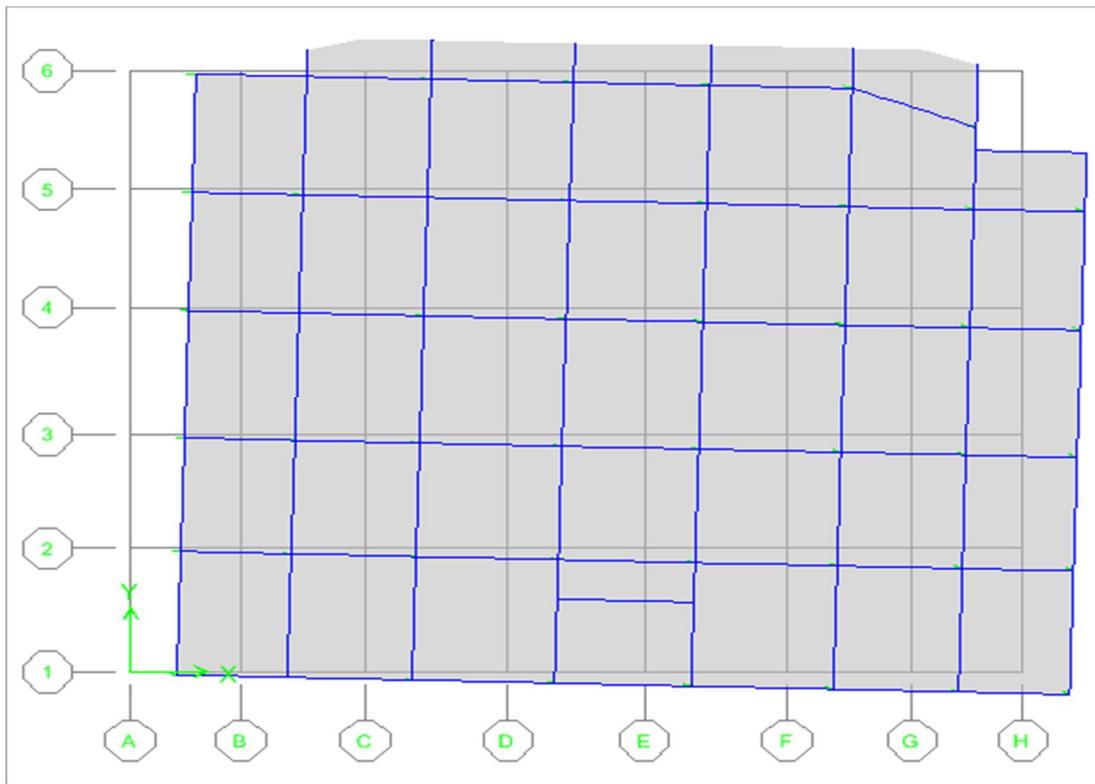


Figure VI.4. Premier mode (translation XX)

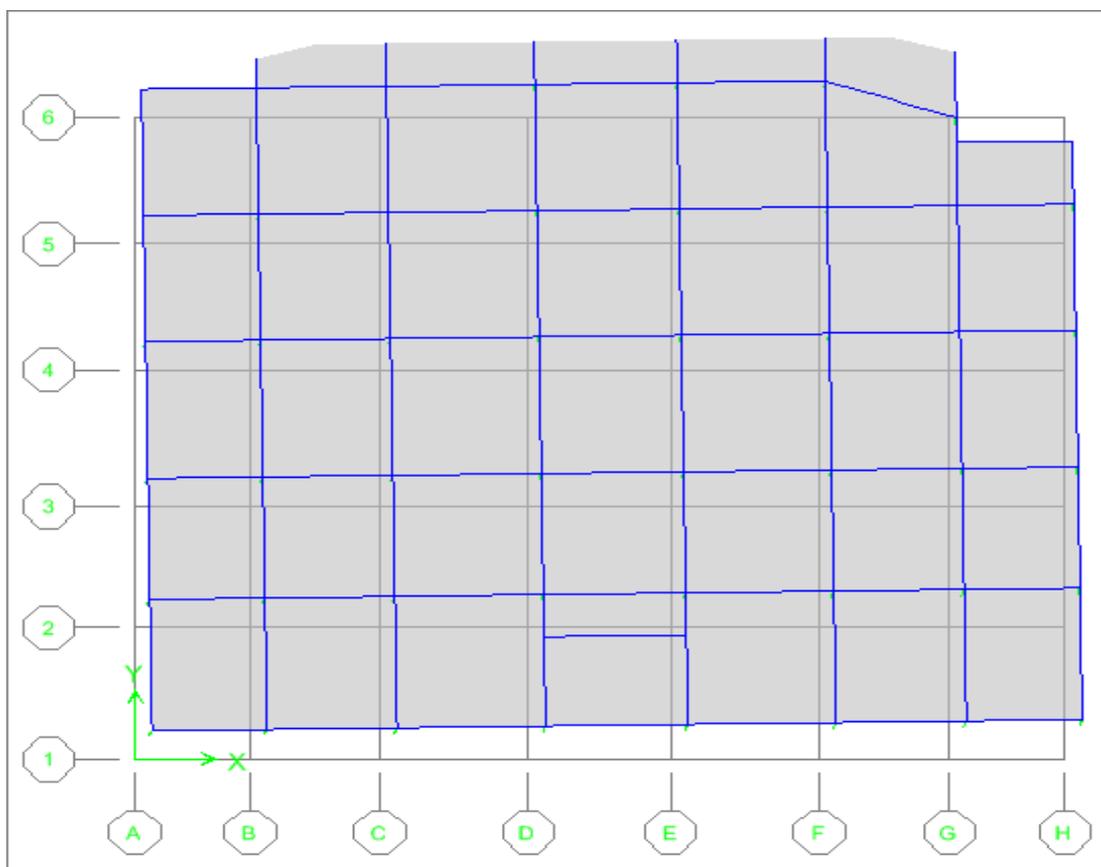


Figure VI.5. Deuxième mode (translation YY)

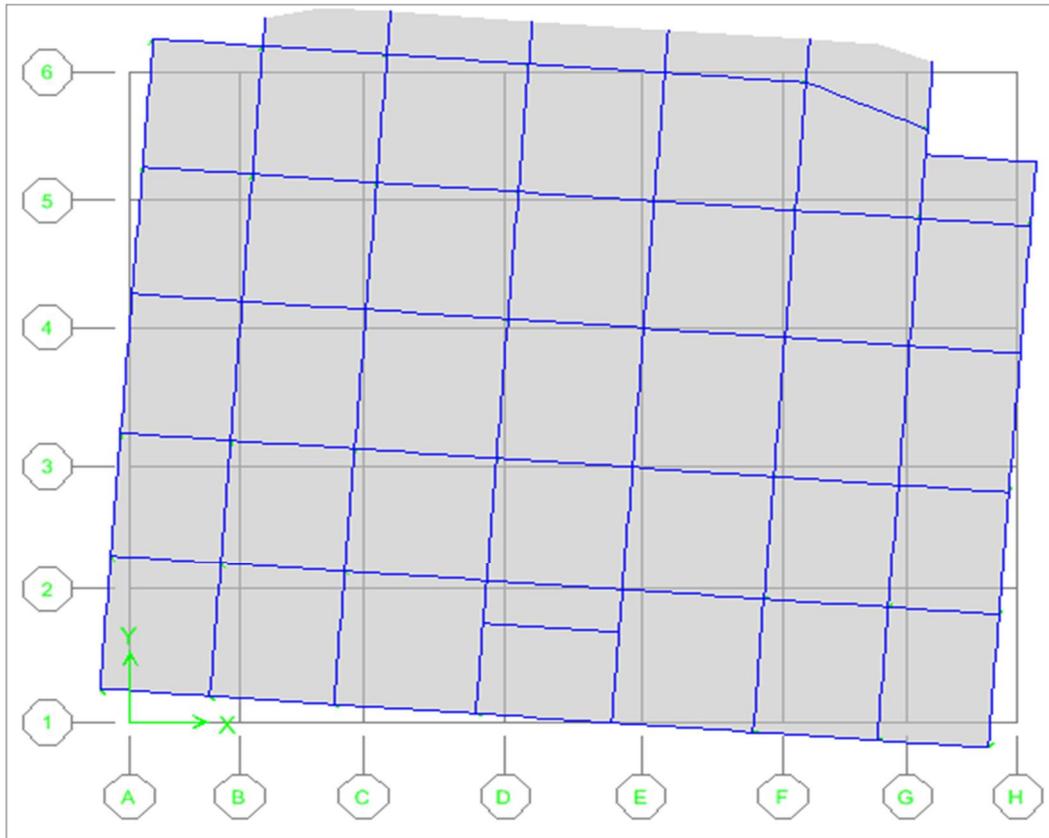


Figure VI.6. Troisième mode (torsion ZZ)

VI.8.3. Détermination du poids total de la structure

Le poids propre de la structure égale au poids des charges permanentes plus un pourcentage des charges d’exploitations :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d’exploitation.

β : coefficient de pondération qui est en fonction de la nature et la durée de la charge d’exploitation et donnée par le tableau (4.5)RPA99/2003

dans notre cas $\beta = 0.2$.

On tire les masses de chaque étage à partir de l’ébats (Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow diaphragme Mass Data), l’Etabs donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a :

le poids = la masse \times L’accélération de la pesanteur

D’où : $W_i(\text{kN}) = W_i(\text{Ton}) \times 9.81$

Les résultats des masses et des poids de chaque étage pour chaque bloc sont représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3 : Poids totale

Etage	Wi (Ton)	Wi (kN)	Wcum (kN)
R+5	164.7063	693.97501	3216.25166
R+4	163.1481	1404.2956	4655.56407
R+3	146.7189	1425.8246	6094.87648
R+2	146.7189	1439.3124	7520.70112
R+1	145.344	1439.3124	8924.99674
RDC	143.1494	1600.4829	9618.97183
Sous-sol	70.7416	1615.7688	10312.9469
Poids totale de bloc			10312.95

VI.8.3. Effets de l'excentricité

➤ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse**

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, rampes, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Et les coordonnées du centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Les résultats du centre de torsion et du centre de masse sont regroupés dans le tableau suivant : (à partir de logiciel ETABS)

Tableau VI.4 : Coordonnée de centre de masse et de centre de rigidité bloc C1

Etage	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$X_t (m)$	$Y_t (m)$
R+5	11.247	9.764	11.264	8.257
R+4	11.248	9.772	11.342	8.63
R+3	11.563	10.497	11.369	8.848
R+2	11.563	10.497	11.371	8.99
R+1	11.567	10.511	11.357	9.066
RDC	11.572	10.479	11.338	9.002
Sous-sol	11.879	8.446	11.331	8.693

Donc le centre de masse globale de la structure est la moyenne des centres de masse des différents niveaux : (11.52, 9.99)m

Et le centre de torsion globale de la structure est la moyenne des centres de torsion des différents niveaux : (11.34, 8.78) m

➤ **Evaluation des excentricités**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique**

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_t - X_G|$$

$$e_y = |Y_t - Y_G|$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.5 : Excentricité théorique dans les deux sens bloc

Etage	$e_x (m)$	$e_y (m)$
R+5	0.017	1.507
R+4	0.094	1.142
R+3	0.194	1.649
R+2	0.192	1.507
R+1	0.21	1.445
RDC	0.234	1.477
Sous-sol	0.548	0.247

✓ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max} \{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_y = 0.20 \text{ m}$$

Donc :

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 1.65\text{m}$$

VI.8.4. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure

➤ **V statique**

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

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

Donc :

$$V_{X,statique} = V_{Y,statique} = \frac{0.15 \times 2.1761 \times 1.20}{5} \times 10312.1495 = 1154.07 \text{ kN}$$

VI.8.5. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI.6 : Effort tranchant modale

Mod e	Période	S_a/g	$\alpha_{i,x}$ (%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0.4469	0.13	72.78	0.56	10312.95	1468.65	750.78
2	0.4102	0.14	0.34	77.23	10312.95	490.17	1115.97
3	0.3619	0.16	4.52	0.76	10312.95	9410.47	1254.05
4	0.1407	0.16	8.55	0.11	10312.95	1958.19	181.51
5	0.1281	0.16	0.20	9.63	10312.95	3178.04	1588.20
6	0.1141	0.17	1.01	0.04	10312.95	70.36	70.12
7	0.0764	0.20	3.01	0.03	10312.95	186.25	61.88

➤ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Vérification de l'indépendance des modes bloc C1

Mode	Période	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.446935	0.88	0.59	CNV
2	0.410251	0.83	0.59	CNV
3	0.361944	0.39	0.59	CNV
4	0.140738	0.90	0.59	CNV
5	0.128122	0.78	0.59	CNV
6	0.114117	0.67	0.59	CNV
7	0.076369	/	/	/

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

$$E_x = 5144.05 \text{ KN}$$

$$E_y = 5114.64 \text{ KN}$$

VI.8.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivante : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{Si } T > 0.7\text{Sec} \\ 0 & \text{Si } T \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7$ Sec donc $F_t = 0 < 0.25 V$ condition vérifiée

Les résultats des forces sismiques qui se développent dans les différents niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8 : Distribution de la résultante des forces sismique selon les hauteurs

Etage	H (m)	Wi (kN)	$V_{x,dyn}$	$F_{x,dyn,i}$	$V_{y,dyn}$	$F_{y,dyn,i}$
R+5	22.44	693.98	1523.31	422.52	1589.38	440.32
R+4	19.38	1404.30	1523.31	361.45	1589.38	377.13
R+3	15.3	1425.82	1523.31	256.62	1589.38	267.75
R+2	12.24	1439.31	1523.31	205.29	1589.38	214.20
R+1	9.18	1439.31	1523.31	105.53	1589.38	159.13
RDC	6.12	1600.48	1523.31	100.15	1589.38	104.50
Sous-sol	3.06	1615.77	1523.31	24.75	1589.38	25.82

VI.9. Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA

VI.9.1. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés pas la méthode statique équivalente, les résultats obtenue sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure

	$V_{statique}(kN)$	$V_{dynamique}(kN)$	V_{dyn}/V_{sta}	Observation
Sens XX	1154.07	1523.31	1.32	$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.80$
Sens YY	1154.07	1589.38	1.38	$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} > 0.8$

VI.9.2. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages .En effet, selon l'article (5.10) du le RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec :

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

Et :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Nb : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la basse obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1.02\delta_{ek}$$

Tableau VI.10 : Déplacement inter-étage dans le sens XX

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_{ek,maj}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\overline{\Delta}_k(cm)$	observation
R+5	3.71	3.79	13	2.06	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+4	3.12	3.19	10.92	1.47	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+3	2.70	2.76	9.45	1.16	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+2	2.37	2.42	8.30	1.35	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+1	1.99	2.02	6.95	1.45	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC	1.57	1.60	5.50	3.05	4.08	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC décalé	0.70	0.72	2.46	2.46	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

Tableau VI.11 : Déplacement inter-étage dans le sens YY

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\overline{\Delta}_k(cm)$	observation
R+5	3.24	11.34	1.65	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+4	2.77	9.70	1.12	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+3	2.45	8.58	1.05	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+2	2.15	7.53	1.23	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
R+1	1.8	6.3	1.26	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
RDC	1.44	5.04	2.70	4.08	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$
Sous-sol	0.67	2.35	2.35	3.06	$\Delta_k < \overline{\Delta}_k$

VI.8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de 2° ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisants est à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

Tableau VI.12 : Vérification de l'effet P-Δ sens XX

Etage	P_k (kN)	$\Delta_k 10^{-2}$ (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	$V_{x,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_x
R+5	1615.77	2.06	422.52	422.52	3.06	0.026
R+4	1600.48	1.47	361.45	783.97	3.06	0.009
R+3	1439.31	1.16	256.62	1040.59	3.06	0.005
R+2	1439.31	1.35	205.29	1245.88	3.06	0.004
R+1	1425.82	1.45	105.53	1398.41	3.06	0.003
RDC	1404.30	3.05	100.15	1498.56	4.08	0.007
Sous-sol	693.98	2.46	24.75	1523.31	3.06	0.003

Tableau VI.13 : Vérification de l'effet P-Δ sens YY

Etage	P_k (kN)	$\Delta_k 10^{-2}$ (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	$V_{y,dyn}$ (kN)	h_k (m)	θ_y
R+5	1615.77	1.65	440.32	440.32	3.06	0.020
R+4	1600.48	1.12	377.13	817.45	3.06	0.007
R+3	1439.31	1.05	267.75	1085.2	3.06	0.005
R+2	1439.31	1.23	214.20	1299.4	3.06	0.004
R+1	1425.82	1.26	159.13	1458.55	3.06	0.004
RDC	1404.30	2.70	104.50	1563.05	4.08	0.006
Sous-sol	693.98	2.35	25.82	1588.87	3.06	0.003

Conclusion : θ_x et θ_y sont inférieure à 0.1 donc l'effet du 2° ordre est négligeable.

VI.8.5. Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles

Le système est constitué de voile et de portique, avant l'étude sismique nous avons considéré que notre bloc est contreventé par des voiles porteurs, d'après le RPA99/2003 pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales.

On ne considère que les sollicitations horizontales prises uniquement par les voiles.

Tableau VI.14 : Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles

Charges reprises par ... (kN)		Pourcentage des charges reprises par ... (%)	
Portiques	voiles	Portiques	voiles
31642.32	6429.18	79.68	20.32

Conclusion : les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales donc le système de contreventement est justifié.

VI.8.6. Vérification vis-à-vis du renversement

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure soit stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{Stabilisateur}}{M_{Renversement}} \geq 1.5$$

Pour cette vérification on utilisera la combinaison $0.8G \pm E$. En effet, cette combinaison tient compte indirectement de l'action ascendante du séisme, action qui a tendance à contrebalancer en partie l'action stabilisatrice du poids de la structure vis-à-vis du renversement.

Donc :

$$M_{Stabilisateur} = 0.8W \times b$$

b : La plus petite valeur entre le centre de masse de la structure et leur extrémité.

W : Le poids total de la structure dus aux charges permanentes seulement.

Et :

$$M_{Renversement} = \sum_{i=1}^n V_i H_i$$

V_i : L'effort sismique de chaque niveau

H : La hauteur de l'étage considérée

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15 : Moment de renversement

Etage	Sens XX			Sens YY		
	H (m)	$F_{x,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN.m)	H (m)	$F_{y,dyn,i}$ (kN)	M_{Ren} (kN.m)
R+5	22.44	422.52	9481.35	22.44	440.32	9880.78
R+4	19.38	361.45	7004.90	19.38	377.13	7308.78
R+3	15.3	256.62	3926.29	15.3	267.75	4096.58
R+2	12.24	205.29	2512.75	12.24	214.20	2621.81
R+1	9.18	105.53	1400.23	9.18	159.13	1460.99
RDC	6.12	100.15	612.99	6.12	104.50	639.54
Sous-sol	3.06	24.75	75.74	3.06	25.82	79.01
			25014.25			26087.49

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 10312.95 \times 11.66 = 96199.20kN.m$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 10312.95 \times 7.78 = 64187.80kN.m$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 3.85 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 2.46 \geq 1.5$$

Conclusion : L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.8.6. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : N : L'effort normal maximal.

B : Section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit.

niveaux	Sections (cm ²)	N(KN)	N _{rd}	observations
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	35x35	353.98	0.115	C.V
3 ^{ème} , 2 ^{ème} 1 ^{er}	40x40	876.22	0.219	C.V
Sous-sols, RDC	45x45	1247.41	0.246	C.V

Conclusion : L'effort normal réduit est vérifié donc le dimensionnement des poteaux est acceptable.

IV.10. Conclusion

L'ingénieur en génie civil doit faire attention, lors de l'étude des structures soumises aux effets de l'action sismique, car les irrégularités de la structure influent considérablement sur le comportement dynamique de cette dernière. Mais une disposition fiable des voiles de contreventement, ainsi que leur bon dimensionnement peuvent agir d'une manière efficace sur le comportement de la structure vis-à-vis au séisme.

V.1. Introduction

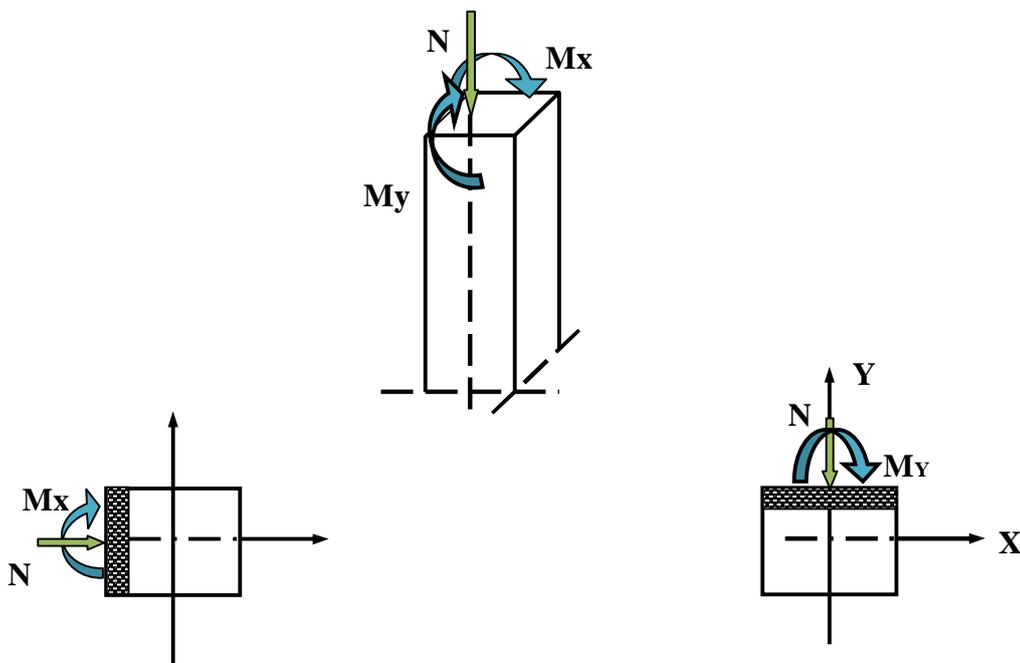
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.2. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

- **Les combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91** (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- ❖ **Selon RPA99** (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

V.2.1.Ferraillage longitudinale

- **Recommandations de l'RPA99/V2003**

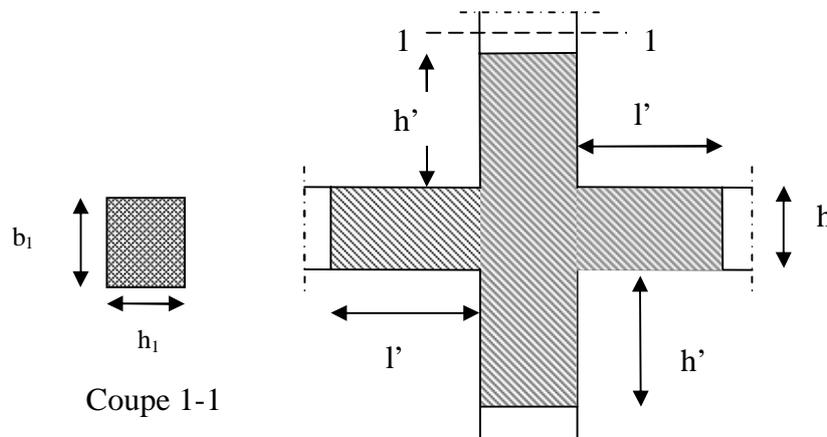


Figure V.1. Zone nodale.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0.8%..... (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est : 12mm
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

• **Recommandations du «BAEL91»**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max \left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b× h. (b = h = côtes du poteau,)

• **Ferraillage minimum d'après le CBA93**

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.2: Ferraillage maximale et minimale

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	45x45	7.2	101,25	2,2	16,2	81	121,5
Zone 2	40x40	6.4	80	1,74	12.8	64	96
Zone 3	35x35	5.6	61,25	1,33	9.8	49	73,5

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** : sous-sol et 1^{er} RDC pour les poteaux de dimensions (45X45)
- **Zone 2** : 1^{eme}, 2^{eme} et 3^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (40X40)
- **Zone 3** : 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (35X35)

Le ferraillage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ N_{\min} \text{ et } M \text{ correspondant.} \\ M_{\max} \text{ et } N \text{ correspondant.} \end{array} \right.$$

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par logiciel ETABS puis elles seront triées par EXCEL pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

1- Situation durable

Tableau V.3 : Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaison durable

Zones	N_{\min}	M_{corr}	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
1	-134.98	6.97	1247.41	0.21	512.01	21.56
2	-48.73	1.61	876.22	1.86	25.07	209.34
3	-4.4	0.76	353.98	1.94	26.70	90.64

2- Situation accidentelle

Tableau V.4 : Les sollicitations obtenues par ETABS sous combinaison accidentelle

Zones	N_{min}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)
1	-353.5	1.12	1050.57	8.854	-264.9	21.5
2	-24.49	38.89	656.64	39.931	-251.68	84.62
3	-42.14	3.434	261.81	15.083	-91.01	38.99

V.2.3. Exemple de calcul

V.2.3.1. Ferrailage longitudinal

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau le plus sollicité c'est le **C31 (Zone 1)**
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison **G+Q - E_x** :

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=2\text{cm.} \\ S=45 \times 45 (\text{cm}^2). \\ L= 3.06 \text{ m.} \\ d = h-c = 0.43\text{m} \\ N_{max} = \mathbf{1247.41 \text{ KN.}} \quad M_{corr} = \mathbf{0.21 \text{ KN.m.}} \\ M_{ser} = \mathbf{0.15 \text{ KN.m.}} \end{array} \right.$$

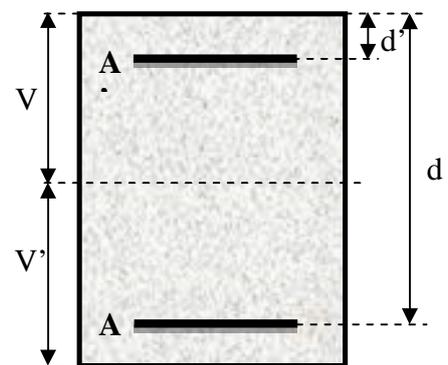


Figure V.2. Section d'un poteau

❖ Calcul de l'excentricité

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m.}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

$$\implies e_1 = e_0 + e_a \implies e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{max}} = 0.0002 \text{ m} = 0.002 \text{ cm}$$

$$\implies e_1 = 0.0002 + 0.02 = 0.0202 \text{ m} = 2.02 \text{ cm}$$

$$d - h/2 = 0.16 \text{ m}$$

$$e_0 < d - h/2 \implies 0.0002 < 0.21$$

❖ Vérification du flambement

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

$$L_f = 2.14 < \max(15; 4) = 15 \dots \text{C.V.}$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_2$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec :

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{MU}{1.5 M_{SER}}\right) = 0.66$$

D'ou: $e_2 = 0.010 \text{ m} = 1 \text{ cm}$

$$e_T = (e_1 + e_2) = 0,01 + 0.0202 = 0.030 \text{ m.}$$

$$e_T = 0.030$$

- le Moment de calcul de deviant ainsi :

$$M_T = N_u \times e_T = 1247.41 \times (0,030\text{m}) = 37.42\text{KN.m}$$

- Calcul de moment fictive au centre de gravité des armatures tendus :

$$M_{fec} = M_T + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 37.42 + 1247.41 \times (0.43 - 0.45/2) = 293.14\text{KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée:

$$N(d - c') - M_1 \leq (0.337 - 0.81 c'/h) b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$= 1247.41 \times (0.43 - 0.02) - 293.14 \leq (0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.45}) \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^2$$

$$218.30 \leq 389.49 \quad \Rightarrow \text{vérifier(1)}$$

$$e_0 < d - h/2 \quad \Rightarrow \quad 0.0002 < 0.21 \quad \Rightarrow \text{Vérifié....(2)}$$

d'après (1) et (2) la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_t puis sera ramené en flexion composée.

❖ Calcul en flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{293.14 \times 10^6}{450 \times 430^2 \times 14.2} = 0.25 \rightarrow U_{bu} < U_1 = 0.391 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées (}$$

$$A_1 = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.37$$

$$\beta = 1 - 0.40 \alpha = 0.85$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \times d \cdot \sigma_s} = \frac{293.14 \times 10^3}{0.85 \times 43 \times 348} = 23.78 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures en flexion composée

$$A^{fc} = A_u - (N_u / \sigma_s) = 23.78 - (1247.41 \times 10^3 / 348 \times 10) = \dots \dots \dots A^{fc} = -12.07 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{\min}

➤ **La section d'acier minimale**

-selon BAEL₉₁ :

$$A_{\min} = \max(4\% \text{ perimetre(en m)} ; 0,2\% . b . h) = \max(7.2 ; 4.05) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

-selon RPA₉₉ Version₂₀₀₃ :

$$A_{\min} = 0,8\% . b . h \rightarrow A_{\min} = 0,8\% 35 \times 35 \rightarrow A_{\min} = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}).$$

$$A_f = \max 16.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4T20+4T16$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

Tableau V.5 : Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A	Choix des barres
			(cm ²)				adopté (cm ²)	
(RDC+sous sol) étage	N _{max} =1247.41	M _{cor} = 0.21	45x45	0	2,71	16.2	20.61	4T20+4T16
	N _{min} = -134.98	M _{cor} = 6.97		7.13				
	N _{cor} =512.01	M _{max} = 512.01		0				
(1 ^{er} 2 ^{ème} +3 ^{ème}) étage	N _{max} =876,22	M _{cor} = 1.86	40x40	0	2,2	12.8	16.08	8T16
	N _{min} = -48.73	M _{cor} = 1.61		4.73				
	N _{cor} = 25.07	M _{max} =209.34		0				
(4 ^{ème} +5 ^{ème}) étage	N _{max} =353.98	M _{cor} = 1.94	35x35	1.57	1,73	9.8	12.32	8T14
	N _{min} = -4.4	M _{cor} = 0.76		2.84				
	N _{cor} = 26.7	M _{max} =90.64		2.34				

• **Longueur de recouvrement** *RPA99/V2003 art (7.4.2.1)*

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$L_r = 40 \phi$$

Pour : T20..... $L_r = 80\text{cm}$

 T16..... $L_r = 64\text{cm}$

 T14..... $L_r = 56\text{cm}$

5.1.2. Ferrailage transversal

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \implies \lambda_g (\text{L'élancement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

❖ **Espacement des armatures transversales (Art7.4.2.2.RPA99/V2003)**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi .15\text{cm}) \dots\dots\dots$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi \dots\dots\dots$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **8 cm** en zone nodale
- **12 cm** en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8\text{cm}$

➤ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{4.08 \times 0.7}{0.45} = 6.34 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{12 \times 2.5 \times 23.31 \times 10}{45 \times 400} = 0.39\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8}$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{2.01}{45 \times 12} = 0.37\% \geq 0.3\% \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Zone nodale**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{4.08 \times 0.7}{0.45} = 6.35 \quad \Rightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{8 \times 2.5 \times 23.31 \times 10}{45 \times 400} = 0.26\text{cm}^2$$

; Soit : $A_t = 2,01\text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA8}$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0,3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{2.01}{45 \times 8} = 0.56\% \geq 0.3\% \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

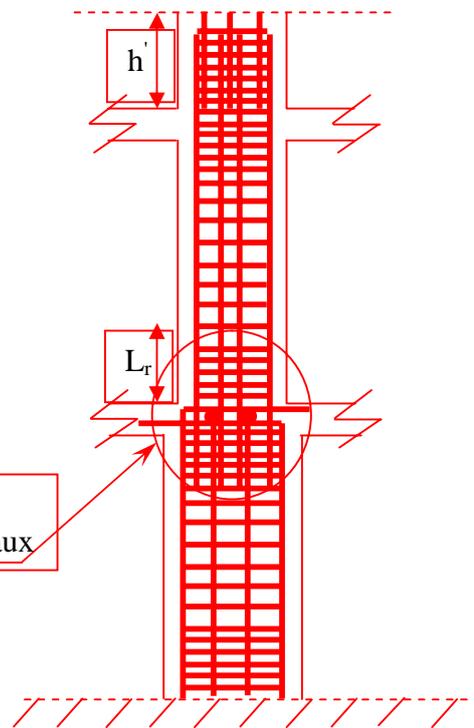


Figure V. 3 Disposition des armatures des poteaux

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$

V.2.4. Vérification

V.2.4.1. vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 art 7-4-3-1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Zone courante

Tableau V.6 : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
45x45	23.31	12	0.39	6.35	2.5	0.130	4HA8	2.01	0.372	0.36
40x40	22.2	12	0.42	5.36	2.5	0.340	4HA8	2.01	0.419	0.3
35x35	20.27	12	0.43	6.12	2.5	0.184	4HA8	2.01	0.478	0.3

➤ Zone nodale

Tableau V.7: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% Min
45x45	23.31	8	0.26	6.35	3.75	0.130	4HA8	2.01	0.558	0.36
40x40	22.2	8	0.28	5.36	2.5	0.340	4HA8	2.01	0.628	0.3
35x35	20.27	8	0.30	6.12	2.5	0.184	4HA8	2.01	0.717	0.3

V.2.4. Vérification

V.2.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2) :

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

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 1,875 \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes de cisaillement

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V(KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
45 x 45	2.86	6.35	0.075	23.31	0.130	1.875	Vérifier
40 x 40	2.14	5.35	0.075	22.2	0.340	1.875	Vérifier
35 x 35	2.14	6.12	0.075	20.27	0.184	1.875	Vérifier

V.2.4.2. Vérification a l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes

Zone	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Mpa/m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
1	6.97	20.61	243887.031	17.70	6.02	1.07	15	Vérifier
2	1.35	16.08	150993.394	15.661	10.06	1.58	15	Vérifier
3	1.42	12.32	88551.1147	13.707	17.61	2.41	15	Vérifier

- Schéma de ferrailage des poteaux

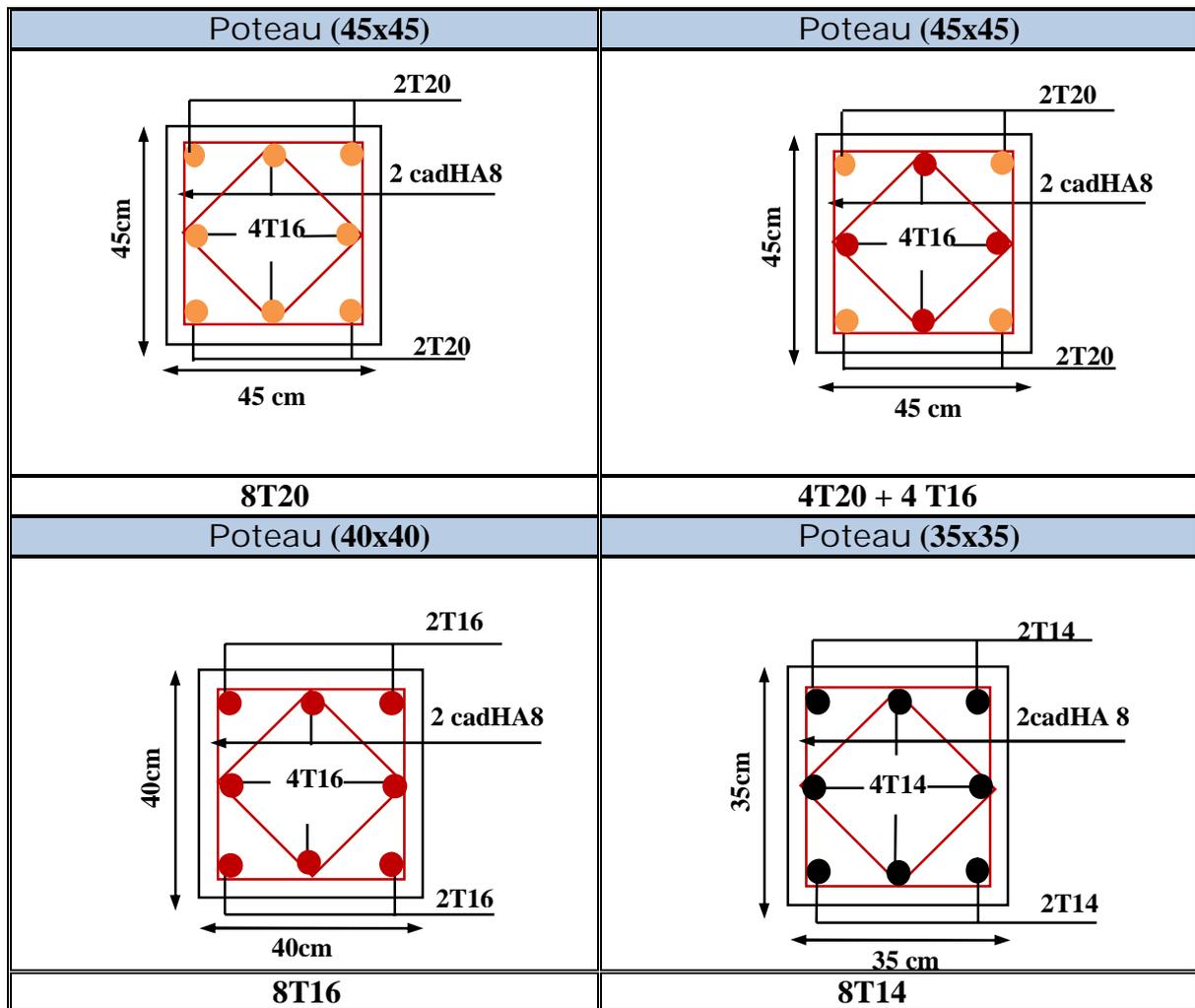


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Poutres principales (35x40)

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « E.L.U », puis vérifiées à l'état limite de service « E.L.S ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « RPA99 » en zone IIa.

- Poutres principales : (b, h) = (35,40)
- Poutres secondaires : (b, h) = (30,35)

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau V.10 : combinaisons de charge

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

V.3.1.1. Recommandation du RPA99 (Version 2003)

a) Armatures longitudinales (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1)

➤ Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\Rightarrow A_{min} = 0.5\% b.h$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % $\Rightarrow A_{max} = 4\% b.h$ En zone courante.

6 % $\Rightarrow A_{max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de :

40 Øen zone II_a

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

➤ La section d'armatures finales : $A = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$A_{CAL} \Rightarrow$ flexion simple

$$A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{RPA} = 0.5 \% B$$

b) Armatures transversales (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2)

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. St. b$$

➤ l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

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

$$S_t = \min (h / 4, 12 \text{ Ø}_1)$$

Avec :

\emptyset_1 : c'est la valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$
- La valeur du diamètre \emptyset_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

c) Caractéristiques des matériaux qui les constituent

Tableau V.11 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

V.3.1.2. Calcul des armatures

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :
On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

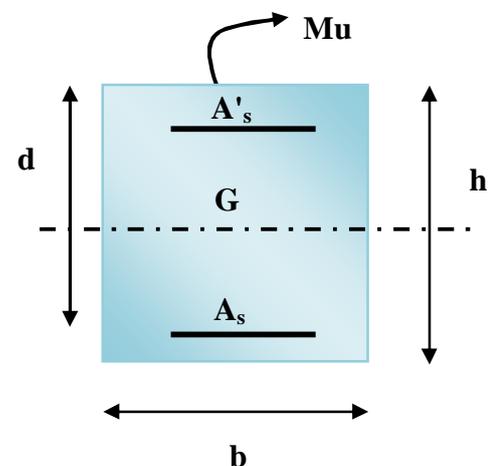
A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accentuelle

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale



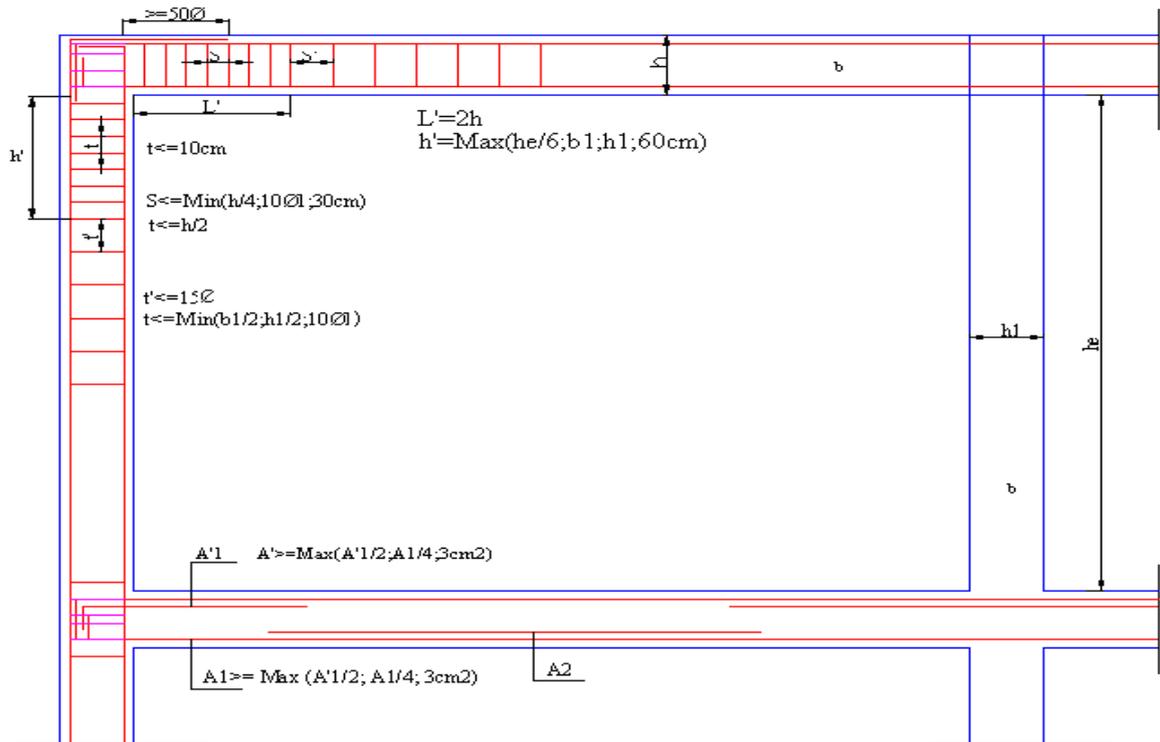


Figure V.5 Dispositions constructives portiques

Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

❖ Calcul des armatures longitudinales

Poutres porteuses (poutres principales) (35x40)

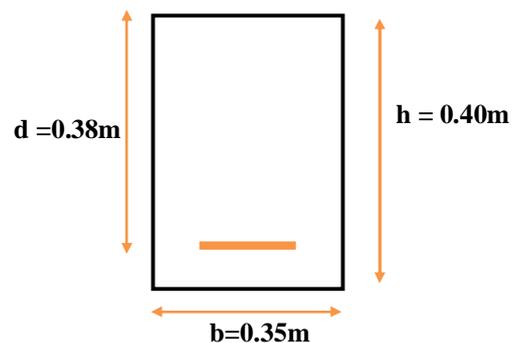
La poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B29)

Ferraillage sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

• Ferraillage en travée

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2MPa \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$



$$\begin{cases} M_{u \max} = 39.96 \text{KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 29.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39.96 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.06$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_{u \max}}{M_{\text{ser}}} = \frac{39.96}{29.23} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.289$$

$$U_{bu} < 0.289 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier :}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu})$$

$$z = 0.38(1 - 0.6 \times 0.06) = 0.37$$

$$A^t = \frac{M_{\max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{39.96 \times 10^{-3}}{0.37 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis:**

$$\begin{cases} M_{u \max} = -70.85 \text{KN.m} \\ M_{\text{ser}} = -51.51 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70.85 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_{u \max}}{M_{\text{ser}}} = \frac{70.85}{51.51} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$$U_{bu} < 0.292 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier :}$$

$$z = d(1 - 0.6U_{bu})$$

$$z = 0.38(1 - 0.6 \times 0.098) = 0.36$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{70.85 \times 10^{-3}}{0.36 \times 348} = 5.74 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_s = 3.12 \text{ cm}^2$
- **Sur appui :** $A_s = 5.74 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage sous les combinaisons sismiques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

- **Ferraillage en travée :**

$$(f_{bc} = 18.5 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa})$$

$$M_{u \max} = 30.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 25.802 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30.90 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38^2 \times 18.5} = 0.033 \rightarrow U_{bu} < U_l = 0.39 \rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimé $A_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier :

$$z = d(1 - 0.6U_{bu})$$

$$z = 0.38(1 - 0.6 \times 0.033) = 0.37$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{30.90 \times 10^{-3}}{0.36 \times 400} = 2.09 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis:**

$$M_{u \max} = -78.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = -51.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{78.27 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38^2 \times 18.5} = 0.084 \rightarrow U_{bu} < U_l = 0.39 \rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimé $A_s = 0$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier :

$$z = d(1 - 0.6U_{bu})$$

$$z = 0.38 (1 - 0.6 \times 0.084) = 0.36$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{78.27 \times 10^{-3}}{0.36 \times 400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité BAEL99**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de RPA99/Version2003**

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 30.45 \rightarrow A_{min} = 7 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

V.3.1.3. Ferrailage longitudinale des poutres

Le ferrailage des poutres principales est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres

poutre		M (KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{MAX} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1	pp (35×40)	Sur appuis	-46.77	3.75	7	54	8.01	3T14+3T12
		En travée	27.12	2.11			3.39	3T12
Zone 2	pp (35×40)	Sur appuis	-65.28	5.36	7	54	9.04	3T12+2T12+3T12
		En travée	29.31	2.28			4.62	3T14
Zone 3	pp (35×40)	Sur appuis	-70.85	5.74	7	54	9.04	3T12+2T12+3T12
		En travée	39.96	3.12			4.62	3T14

❖ **Vérification de RPA**

$$A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{RPA} = 7 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

$$A_s = 3T12 + 2T12 + 3T12 = 9.04 \geq A_{RPA} = 7 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

V.3.1.4. Calcul Armatures transversales

Le ferraillage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

- **Selon le BAEL91**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; **$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$**

Donc :

On adopte les espacements suivants : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 0,35 \times 15}{400} \implies A_t \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

- *Diamètre des armatures d'âme*

➤ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\} \implies \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right\} = 1,14 \text{ cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Selon le RPA99/version 2003

D'après le RPA99version2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : **$A_t = 0,003 \times S_t \times b$**

➤ L'espacement maximal

- En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L; 30 \text{ cm}) = \min (40/4, 12 \phi_L, 30) = 10 \text{ cm} \implies \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

- En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \implies \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

on adopte les espacement suivants :

- En zone nodale : **$S_t = 10 \text{ cm}$**
- En zone courante : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Donc : $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2 \geq 0,6 \text{ cm}^2$

$$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8..... $A_t=2.01\text{cm}^2$**

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 » .

5.3.5.1. Vérification de la contrainte de compression de béton :

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} \implies \bar{\tau}_u = 3,33\text{Mpa} \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .V.13 : vérification de la contrainte de cisaillement

Zone	Section (cm ²)	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}(\text{MPa})$	Observation
1	35x40	74.52	0.560	3.33	C.V
2	35x40	84.84	0.638	3.33	C.V
3	35x40	87.57	0.658	3.33	C.V

V.3.1.5. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

- Calcul de la position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A_s + \acute{A}_s)y - 30(dA_s - \acute{d}\acute{A}'_s) = 0$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 [A_s(d - y)^2 + \acute{A}_s(y - \acute{d})^2]$$

- Vérification des contraintes :

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky \implies K = \frac{M_{ser}}{I}$

Les résultats de calculs sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau V .13 : vérification de contrainte de compression dans le béton

Les poutres	Zone de vérification	M _{ser} (KN.M)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Zone 1	Sur appui	33.97	8.01	11.678	56474.438	4.34	15
	En travée	19.69	3.39	9.973	42033.651	5.76	15
Zone 2	Sur appui	47.44	9.04	23.23	125356.72	8.59	15
	En travée	21.30	4.62	16.89	95525.50	7.26	15
Zone 3	Sur appui	51.51	9.04	23.23	125356.72	8.22	15
	En travée	29.23	4.62	16.91	95525.50	6.59	15

Conclusion

On constate que tous les valeurs de la contrainte de dans le béton sont inférieur a la valeur Admissible

V.3.1.6. Vérification de l'état de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 3.9m)

M_t: moment maximum en travée. (M_t = 29.23KN.m)

M₀: moment isostatique. (M_a = 51.51KN.m)

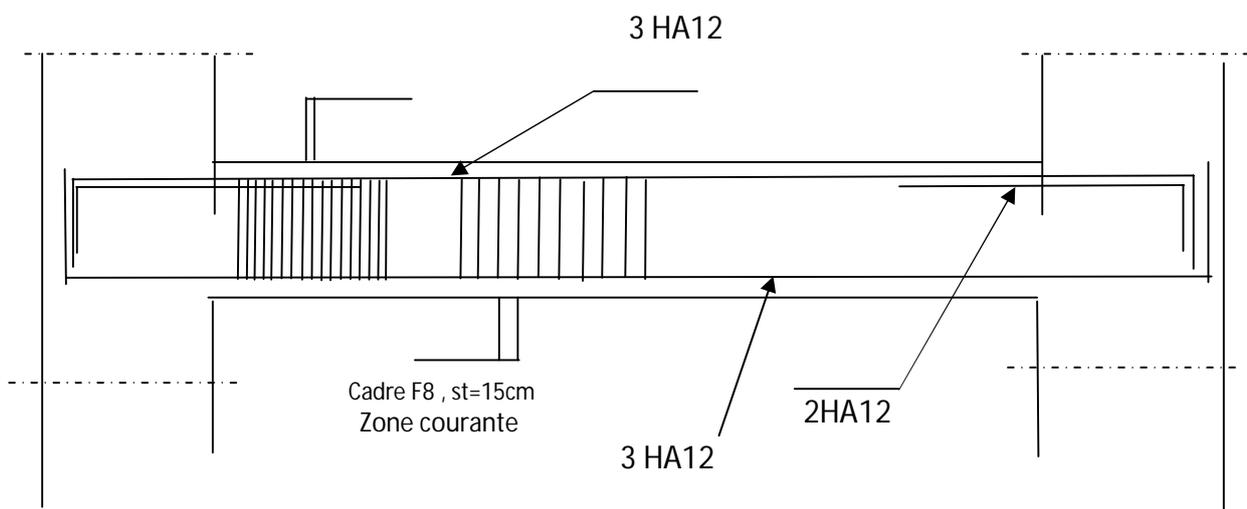
A_s: section d'armateur tendue correspondante

f_e: limite d'élasticité de l'acier

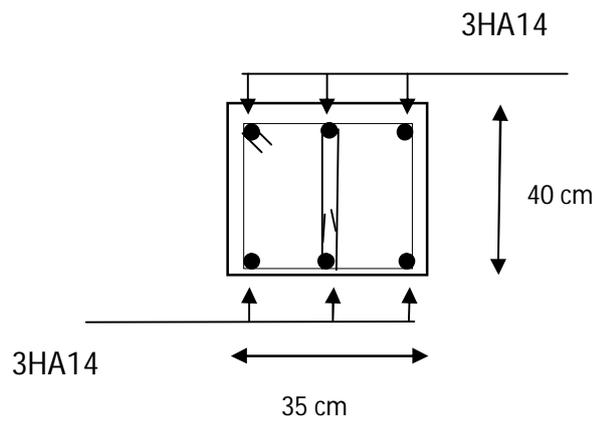
- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{40}{390} = 0.103 > 0.0625$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.62}{35 \times 38} = 0.0035 \leq \frac{4.20}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.103 \geq \frac{29.23}{10 \times 51.51} = 0.057$ Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

V.3.1.7. Schéma de ferrailage de la poutre principale



Travée :



Appui :

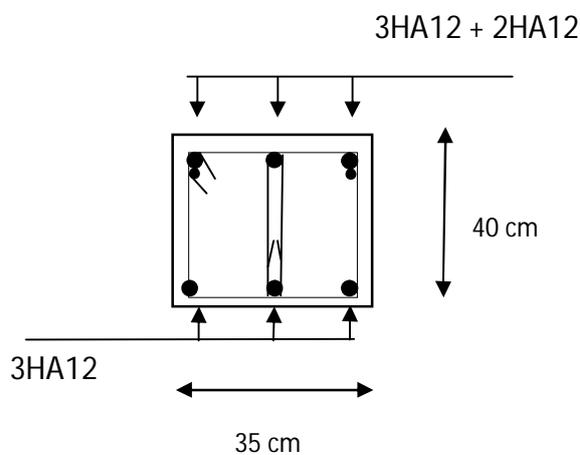


Figure V.6. Schémas de ferrailage de la poutre principale

V.3.2. Ferrailage poutres secondaires (30×35)

On a suivi les mêmes étapes de calcul pour le ferrailage des poutres secondaires et les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

V.3.2.1. Armatures longitudinales

Tableau V.14 : résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires

Type de Combinaisons	Travée				Appuis			
	A_{cal} cm ²	A_{RPA} cm ²	A_{ado} cm ²	choix des armatures	A_{cal} cm ²	A_{RPA} cm ²	A_{choisi} cm ²	choix des armatures
ELU	1.94	5.25	3.39	3HA12	3.02	5.25	6.78	3HA12
ACC	2.76			+	3HA12			4

V.3.2.2. Armatures transversales

Tableau.5.20 : Armatures transversales

Diamètre de l'armature	Espacement selon RPA99/2003	
	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	Zone nodal
St = 8 cm		St = 15 cm

❖ Longueur de recouvrement :

Longueur de la zone nodale : $h' = 70 \text{ cm}$

Recouvrement des barres longitudinales : $L_r = 48 \text{ cm}$

V.3.2.3. Vérification du cisaillement de béton

Tableau.5.20 : Armatures transversales

Zone	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
1	30x35	43.59	0.38	3.33	C.V
2	30x35	63.69	0.55	3.33	C.V
3	30x35	66.79	0.58	3.33	C.V

V.3.2.4. Vérification de l'état de déformation (la flèche) :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \frac{35}{390} = 0.090 > 0.0625$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 \leq \frac{4.20}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.089 \geq \frac{28.08}{10 \times 98.16} = 0.058$ Condition vérifiée

V.3.2.5. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

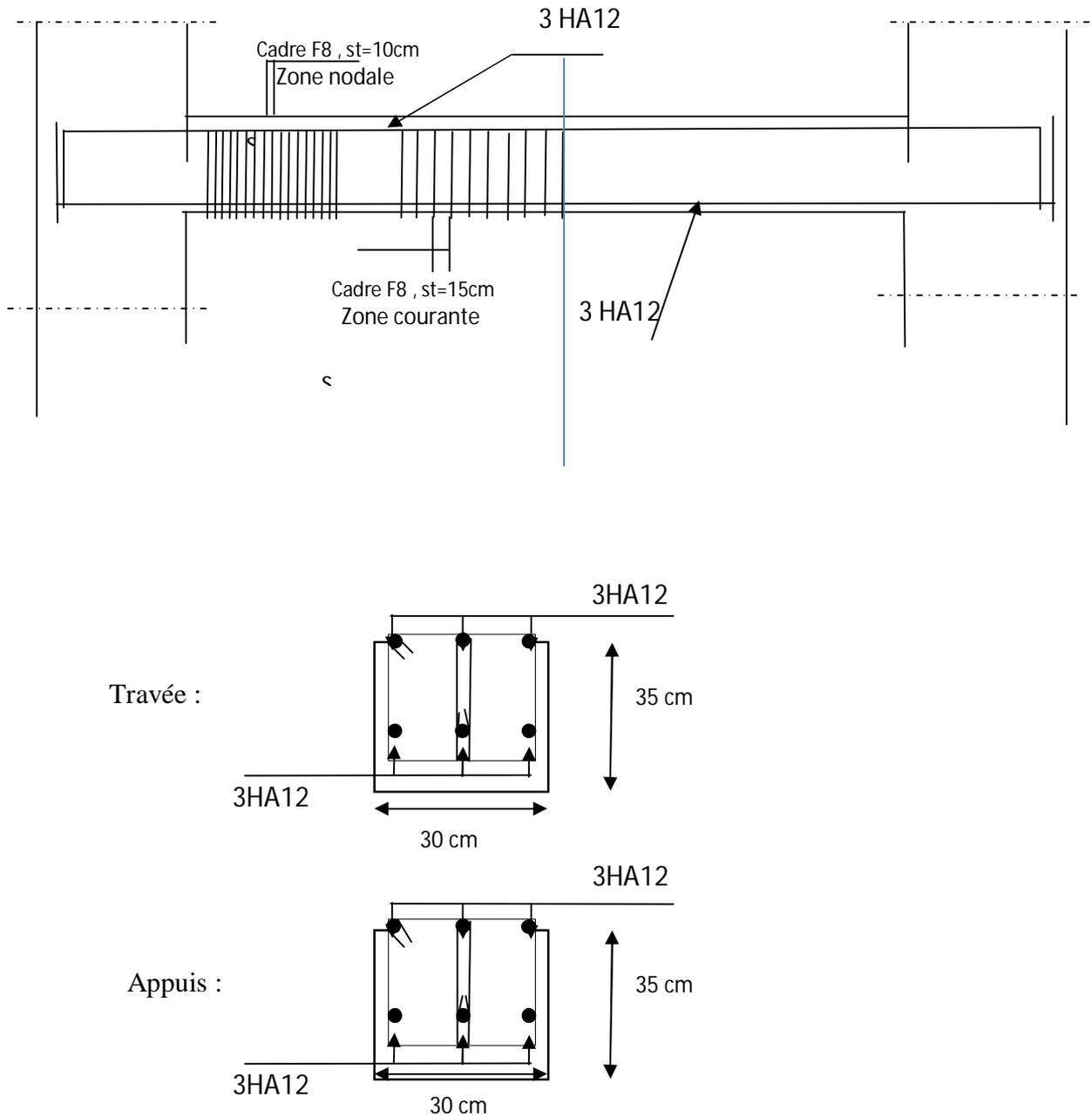


Figure V.7. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1 Introduction

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux charges d'exploitation (**Q**), sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

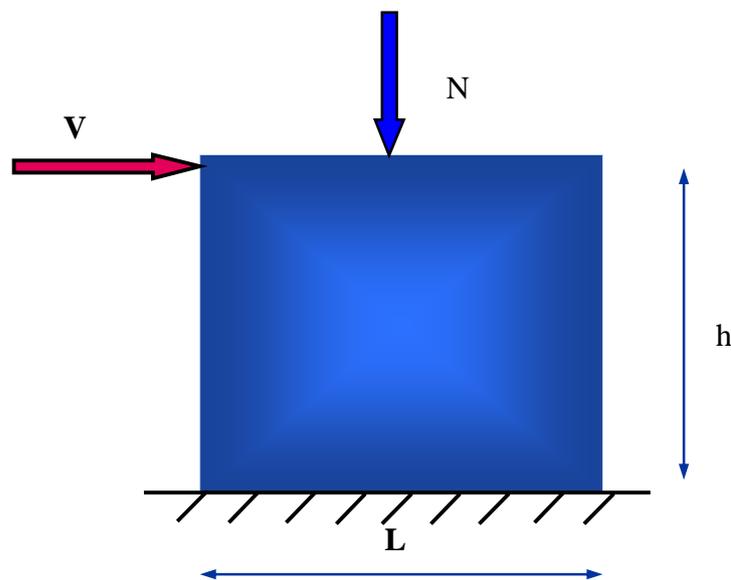


Figure .V.8. Sollicitations des voiles

Dans le but de faciliter la réalisation de et réduire les calculs, on décompose notre bâtiments en 03 zones :

- **Zone I:** S.S, RDC
- **Zone II:** 1, 2, 3^{ème} étage.
- **Zone III :** 4, 5^{ème} étage.

V.4.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

- **Le BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 révisé 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.3. Caractéristiques géométriques des voiles

Tableau V.14 : Caractéristiques géométriques des voiles.

Voiles	Caractéristiques géométriques		
	b (m)	h (m)	d (m)
V ₁	0.2	1.8	1.62
V ₂	0.2	2.2	1.98
V ₃	0.2	1.5	1.35
V ₄	0.2	1.2	1.08

V.4.4. Recommandations du RPA 99version2003

➤ Armatures verticales

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

➤ En zone courante **0.1 %**.

➤ Globalement dans la section du voile **0.15 %**.

- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

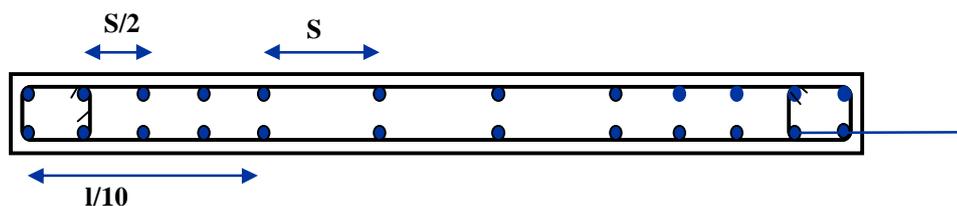


Figure V.9. Disposition des armatures verticales dans le voile.

➤ Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ**

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règle communes**

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
- En zone courante **0.1 %**.
 - Globalement dans la section du voile **0.15 %**.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces du voile. Elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

➤ **Armature de potelet**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à **4HA10** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Armature de couture**

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V_U$$

V_U : effort tranchant calcule au niveau considère

Cette quantité doit être s'ajouter a la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.4.5 Méthode de calcul

Ont procédé par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bonde de **1 m** de largeur.

V.4.5.1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisantes la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

❖ **Etapes de calcul**

➤ **Détermination des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

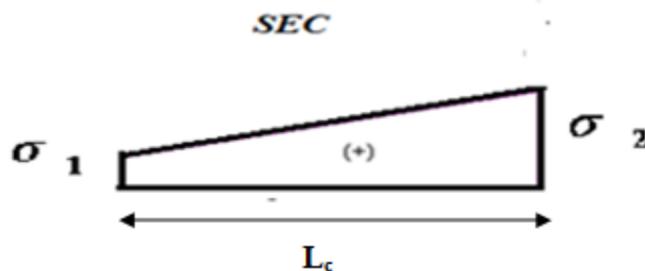
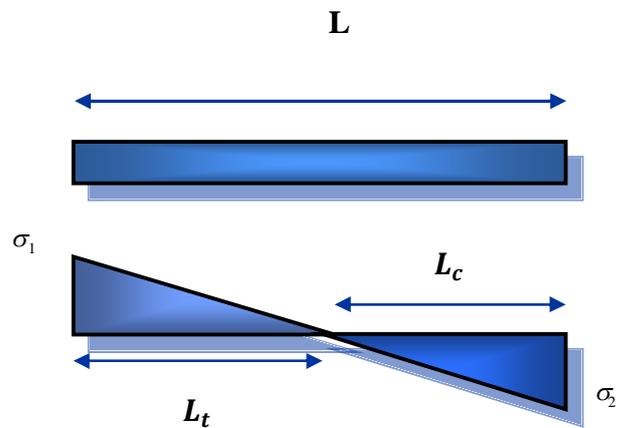
Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

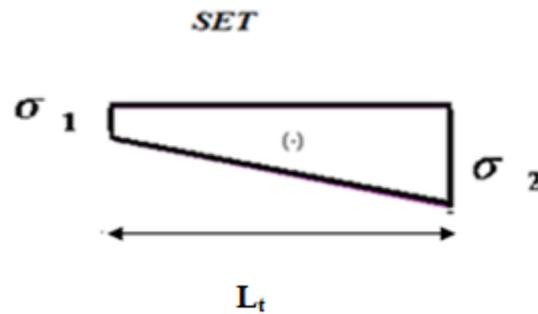
I : l'inertie de voile.

On distingue 3 cas :

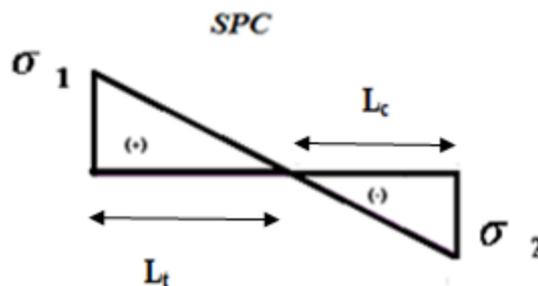
- **1^{er} cas** : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée.



- 2^{ème} cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$ La section du voile est entièrement tendue.



- 3^{ème} cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent la section du voile est partiellement comprimée.



➤ **Calcul de L_t**

- Section entièrement tendue (SET) $L_t = L$
- Section entièrement comprimée (SEC) $L_t = 0$
- Section partiellement comprimée (SPC) $L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$

L_t : Longueur tendue

➤ **Calcul de force**

- Section partiellement comprimée (SPC) $F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times b$
- Section entièrement comprimée (SEC) $F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L_c \times b$
- Section entièrement tendue (SET) $F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L_t \times b$

F : L'effort de traction.

b : Epaisseur de voile.

➤ **Armature verticale**

- Section partiellement comprimée (SPC) et entièrement tendue (SET) : $A_V = \frac{F}{f_e}$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_V = \frac{F - B \times f_{bu}}{\sigma_s}$

➤ **Armatures minimales selon le BAEL**

$$A_{BAEL} \geq \max \left(B \times \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right)$$

➤ **Les Armatures minimales selon RPA99 version 2003 (Article 7.7.4.1)**

$$A_{RPA} = 0.20\% b \times L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : Longueur de la section tendue

V.4.5.2 Vérification

➤ **Vérification à l'ELS**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton

A: section d'armature adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

- **D'après le RPA99**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ avec } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0.9.h

h : hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau: \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

V.4.5.3. Exemple de calcul

Nous proposons comme exemple de calcul détaillé les voiles de longueur $L=2.2\text{m}$, dans la deuxième zone. Ainsi le ferraillage sera calculer pour la moitié du voile l'autre moitié sera ferrailler par symétrie.

- **Détermination des sollicitations**

$$L = 2.2 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m} ; V = 25.89 \text{ KN}$$

(M, N) sont donnés par ETABS

$$M_{max} = 430.206 \text{ KN} \cdot \text{m} \implies N_{cor} = 365.5 \text{ KN}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \implies I = \frac{0.2 \times 2.2^3}{12} = 0.177 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.44 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 2.2/2 = 1.1 \text{ m}^2$$

- **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{365.5}{0.44} + \frac{430.206}{0.177} \times 1.1 = 3504.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{356.5}{0.44} - \frac{430.206}{0.177} \times 1.1 = -1842.91 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

- **Calcul de L_t**

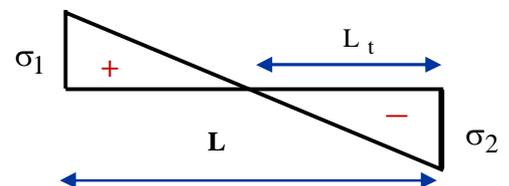
$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.2 \left(\frac{3504.28}{-1842.91 + 3504.28} \right) = 1.44 \text{ m}$$

$$L_t = 1.44 \text{ m}$$

- **Calcul armatures verticales**

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = \frac{1842.91 \times 1.44}{2} \times 0.2 = 265.38 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{f_e} = 6.63 \text{ cm}^2$$



➤ **Armatures minimales selon le BAEL**

$$A_{BAEL} \geq \max \left(B \times \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right) = 23.10 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Armatures minimales selon RPA99 version 2003 (Article 7.7.4.1)**

$$A_{RPA} = 0.20\% b \times L_t = 6.33 \text{ cm}^2$$

➤ **La longueur minimale (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

○ **Zone courante** : $S_t \leq \min(1,5 \times e, 30) = 30 \text{ cm}$ $S_t = 30 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

○ **Zone d'about** : $\frac{S_t}{2} = \frac{15}{2} = 8 \text{ cm}$

➤ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{6.63}{4} = 1.657 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% b.h = 0.15\% \times 20 \times 2.2 = 6.6 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max[\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 6.6 \text{ cm}^2$

$$A_H = 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec un espacement : } S_H = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA8**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 25.89 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{25.89 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.98} = 0.091 \text{ MPa.}$$

$\tau < \tau_{adm}$ Condition vérifiée.

Selon le BAEL

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{25.89 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.98} = 0.065 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification à L'ELS

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec B : section de béton

A : section d'armateur

N_s : Effort normal de service sous (G + Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{691.63 \times 10^3}{200 \times 2200 + 15 \times 23.10 \times 10^2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée.

V.4.6 Conclusion de ferrailage

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux présenté ci-dessous :

V.4.6.1. Sollicitations et contraintes et ferrailage des voiles

Tableau V.15 : Sollicitations et contraintes des voiles type 1.

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L _t (m)	L _c (m)	Nt(KN)	A _{v_{cal}} (cm ²)
1	2.2	N (max)	2028.34	4236.62	22702.21	-14900.9	1,49	0,71	1535.23	38.38
		N (min)	-645.12	4129.79	17086.83	-19568.06	1,11	1,09	2016.04	52.90
		M (max)	2028.34	4236.62	22702.21	-14900.9	1,02	1,18	1535.23	38.38
2	2.2	N (max)	1111.96	953.276	16416.88	-9003.81	1,10	1,10	478.36	11.95
		N (min)	-125.66	-474.172	1862.66	-2345.96	1,31	0,89	339.9	8.5
		M (max)	-365,5	430,206	3504,28	-1842,91	1,44	0,76	265.38	6,63
3	2.2	N (max)	984.88	696.2	4983.64	-1195.64	1,31	0,89	60.1	1.5
		N (min)	-355.84	-2270.42	9391.52	-10760.13	1,11	1,09	1493.8	37.34
		M (max)	-355.84	-2270.42	9391.52	-10760.13	1,09	1,11	1493.8	37.34

Les résultats de calcul de ferrailage des voiles types 1 sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.16 : Ferrailage des voiles type 1.

choix des barres/face (armatures verticales)/nappe								choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
Les Zones	A_{Vcal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	S_t (cm)	Zone D'abo	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	choix des barres	$A_{H\ adop}$ (cm ²)/nappe
1	52.90	27.3	27.39	12HA16	15	6HA16	10	18.69	7.8	20	13HA14	20.01
2	11.95	27.3	15.71	12HA14	15	6HA14	10	7.85	7.8	20	13HA12	14.70
3	37.34	27.3	20.54	12HA14	15	6HA14	10	10.26	7.8	20	13HA12	14.70

Tableau V.17 : Sollicitations et contraintes du voile type 2.

Zones	L(m)	(M, N)	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L_t (m)	L_c (m)	N_t (KN)	A_{Vcal} (cm ²)
1	1.2	N (max)	667.04	-649.564	16311.917	-10753.25	0.47	0.73	512.68	12.81
		N (min)	-255.99	637.787	12220.6	-14353.38	0.65	0.55	930.36	23.25
		M (max)	667.04	-649.564	16311.917	-10753.25	0.47	0.73	512.68	12.81
2	1.2	N (max)	368.82	-325.271	8313.22	-5239.72	0.47	0.73	243.0	6.07
		N (min)	-34.08	60.669	1221.93	-1405.93	0.66	0.53	93.83	2.35
		M (max)	368.82	-325.271	8313.22	-5239.72	0.46	0.73	243.0	6.07
3	1.2	N (max)	304.76	-159.581	4594.43	-2054.77	0.37	0.82	76.19	1.9
		N (min)	-96.92	239.441	4584.52	-5392.18	0.64	0.55	349.72	8.74
		M (max)	-96.92	239.441	4584.52	-5392.18	0.64	0.55	349.72	8.74

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles type 2.

choix des barres (armatures verticales)/nappe							choix des barres (armatures horizontales)/nappe					
Les Zones	$A_{v \text{ Cal}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	Zone cour	S_t (cm)	Zone D'abo	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)	choix des barres	$A_{H \text{ adop}}$ (cm ²)/nappe
1	23.25	12.6	12.44	6HA16	15	4HA16	7	6.22	3.6	20	13HA10	9.42
2	6.07	12.6	8.64	6HA14	15	4HA14	7	4.32	3.6	20	13HA10	9.42
3	8.74	12.6	8.64	6HA12	15	4HA12	7	4.32	3.6	20	13HA10	9.42

V.4.6.2. Vérification

- Vérification de contrainte de cisaillement et à l'ELS

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Vérification de contrainte de cisaillement et à l'ELS

			Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
			RPA.V2003			BAEL						
Voile	Zone	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	1	44,48	0,157	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,119	3.26	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1045.12	2,213	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	25,89	0,092	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,072	3.26	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	961.63	2,016	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	15,27	0,054	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,043	3.26	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	680.78	1,427	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	1	88,24	0,312	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,226	3.26	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	985.04	2,065	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	24,7	0,087	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,062	3.26	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	640.65	1,343	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	11,06	0,039	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0,031	3.26	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	397.58	0,083	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

V.4.7. Schéma de ferrailage du voile

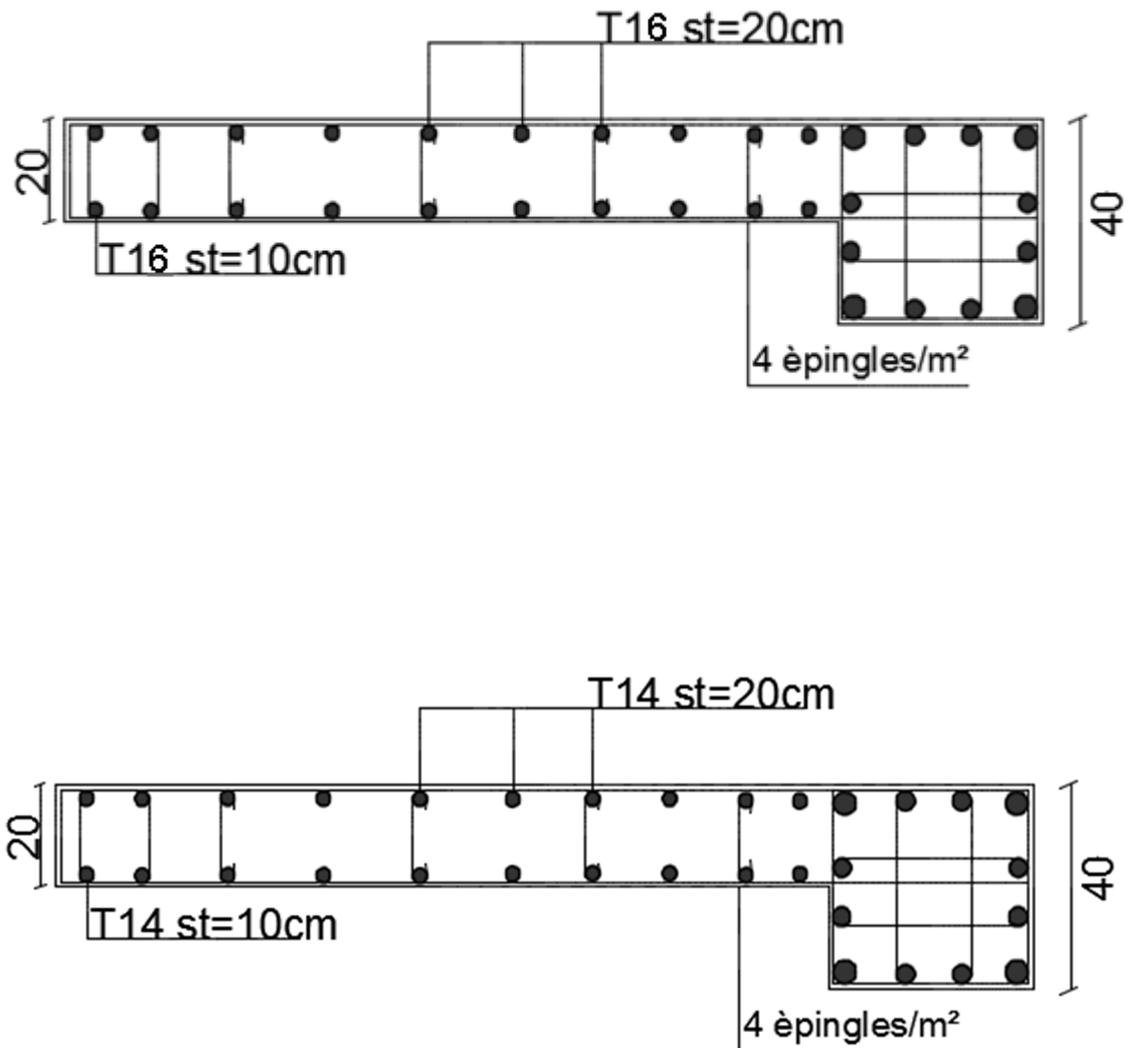


Figure V.10 : Schéma de ferrailage d'un voile

VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2. Stabilités des fondations

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de la flexion ou de torsion

- des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques (adhérences, remblais).

Les massifs de fondation doivent être stable c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage , l'études géologique et géotechnique a pour le but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage donnees sur un sol donnée.

VI.3. Différents types des fondations

Il existe quatre catégories de fondations :

- ✓ **les fondations superficielles** : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau semelles filantes sous mur radier).
- ✓ **les fondations profondes**: lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).
- **les fondations spéciales** : on site les colonnes ballastées qui sont des colonnes en pierres ou de graviers ciments, on l'intègre dans le sol sous des semelles isolées par exemples.

✓ les fondations surfacique ou radier

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifier lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

VI.4. Choix de type de fondation

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

✓ Facteur de choix du type de fondation :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain.
- La mise en oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

✓ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le chevauchement des semelles
- Le mode constructif de la structure

✓ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 0.17 MPa

Remarque

Le bâtiment étudié est une structure mixte (portique+ voile) , donc la solution de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

VI.4.1. Semelles filantes

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_u = 35828 \text{ KN} ; \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{35828 \times 10^{-3}}{0.17} = 210.75 \text{ m}^2$$

Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% du la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.4.2. Calcul d'un radier général**VI.4.2.1. L'épaisseur du radier****➤ Condition forfaitaire**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 3.45 \text{ m}$: la plus grande distance entre deux files successifs.

$$\text{D'où : } 43.13 \text{ cm} \leq h_r \leq 69 \text{ cm.}$$

➤ Condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\text{max}}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164.2$ MPa

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen: $K=40$ MN/m³

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{max}^4}{E \pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (3.45^4)}{32164.2 \pi^4}} \Rightarrow h = 44.31 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

• **Pour les voiles**

$$N_u = 1288.64 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b')$$

$$\begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.20 + 3.45 + 2 \times 0.65) \cdot 2 = 10 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = 0.35 \text{ m}$$

• **Pour les poteaux**

$$N_u = 1247.41 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \cdot 0.65) \cdot 2 = 4.4 \text{ m}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0.045 \mu_c \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)} = 0.37 \text{ m}$$

Conclusion

Pour satisfaire a toute les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier: **h= 65 cm**.

Vue que la hauteur n'est pas importante en opte pour un radier générale.

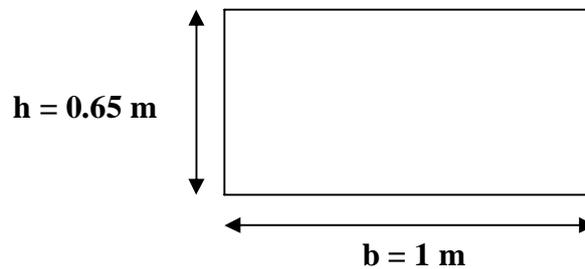


Figure VI.1. Dimension du radier

VI.4.2.2. Détermination des efforts❖ **La surface minimale du radier**

Calcul de débordement :

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 32.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{D=40cm}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} \Rightarrow \mathbf{S_{\text{radier}} = 372.08 \text{ m}^2}$$

Calcul des sollicitations

$$G_{\text{rad}} = \rho \cdot h_{\text{rad}} \cdot S_{\text{rad}}$$

$$G_{\text{rad}} = 25 \times 0.65 \times 372.08 = 3640 \text{ KN}$$

$$G_{\text{bâtiment}} = 22159.80 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 3941.51 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bâtiment}} = 25799.80 \text{ KN}$$

Les combinaisons de calcul

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q = 40741.99$$

$$N_{\text{ser}} = G_T + Q = 29741.31$$

❖ **Vérification de surface du radier**

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_U}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{40741.99 \times 10^{-3}}{0.17} = 239.65 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{29741.31 \times 10^{-3}}{0.17} = 174.94 \text{ m}^2$$

VI.4.2.3. Les vérifications

❖ Vérification de la pression hydrostatique

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G_T \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement=1.5

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure=3.06m

$$\alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 3,06 \times 372,08 = 17078,47 \text{ KN}$$

$G_T = 25799,80 \text{ KN} > 17078,47\text{KN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ Condition de non cisaillement

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_{ultim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} .$$

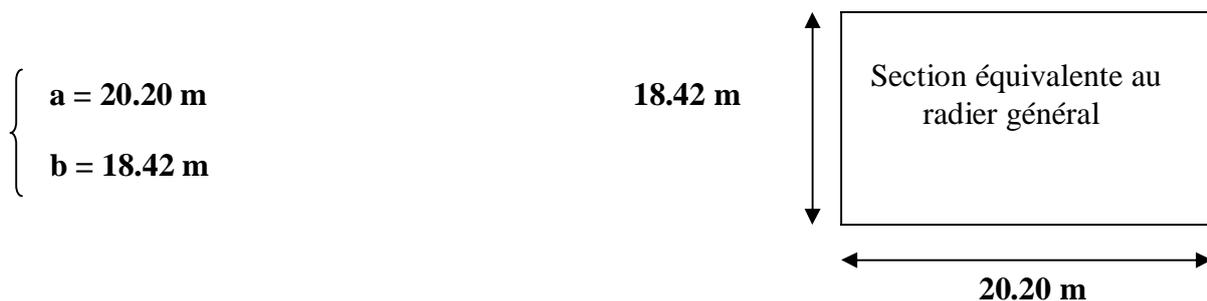
$$V_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$V_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{25799,80 \times 1}{372,08} \cdot \frac{3,45}{2} = 119,61 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h_r = 0,58$$

$$\tau = \frac{119,61}{1 \times 0,58} = 0,20 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

✚ Calcul du CDG et les moments d'inertie



Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

(X_i , Y_i) : Centre de gravité du panneau considéré.

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 10.10 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.21 \text{ m}$$

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 10520.6 \text{ m}^4 \qquad I_{yy} = 12652.1 \text{ m}^4$$

❖ **Vérification de la stabilité au renversement**

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$$

Avec : e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

$$N = 0,8 N_G = 17727.84 \text{ KN}$$

Sens X-X : $e = \frac{23882.01}{20639.84} = 1.15 \text{ m} < \frac{A}{4} = 4.60 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$

Sens Y-Y : $e = \frac{22925.18}{20639.84} = 1.11 \text{ m} < \frac{B}{4} = 5.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ CV}$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

❖ **Vérification des contraintes sous le radier**

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

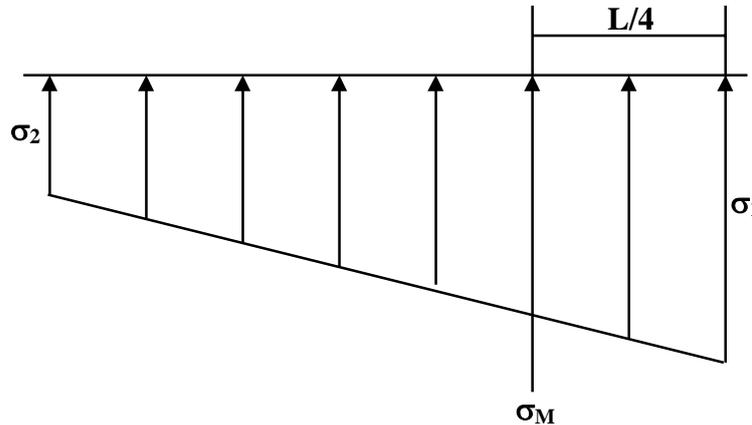


Figure VI.3. Diagramme des contraintes

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	29741.31	29741.31	40741.99	40741.99
M (KN.m)	34202.50	33012.85	46853.29	45223.61
V (m)	10.10	9.21	10.10	9.21
I (m⁴)	10520.60	12625.10	10520.6	12625.10
σ1 (KN/m²)	112.76	104.01	154.47	142.48
σ2(KN/m²)	47.09	55.84	64.51	76.50
σ moy (MPa)	0.096	0.092	0.132	0.126
σ adm (MPa)	0.17	0.17	0.17	0.17
Vérification	CV	CV	CV	CV

❖ Vérification de la stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de RDC

T_0 : L'effort tranchant à la base de RDC

h : profondeur de l'infrastructure

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$;
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification de soulèvement

	N (KN)	M (KN.m)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	V _x (m)	V _y (m)	σ1 (KN/m ²)	σ2 (KN/m ²)	Σm (MPa)
Sens long	25799.8	29669.77	10520.6	12625.1	10.10	9.21	97.82	40.85	0.083
sens tran	25799.8	28637.78	10520.6	12625.1	10.10	9.21	90.25	48.45	0.079

$$\sigma_{moy} < \sigma_{adm}$$

Le non renversement est vérifié

VI.4.2.4. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Les panneaux sont encastrés sur 4 appuis ; on distingue deux cas de figure :

1^{er} Cas : Si : $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable $\Rightarrow M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{oy} = 0$

2^{eme} Cas : Si : $0.4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

* Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

* Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

* Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

a) Ferrailage du panneau

Le calcul de ferrailage se fait par une bonde de 1ml, On choisie le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 3.15m \quad , \quad L_y = 3.45 m$$

Évaluation des charges est surcharge

à ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)/ S_{rad}$$

$$q_u = \frac{40741.99}{372.08} = 109.50 \text{ KN/m}^2$$

à ELS

$$q_{ser} = (G + Q)/ S_{rad}$$

$$q_{ser} = \frac{29741.31}{372.08} = 79.93 \text{ KN/m}^2$$

Correction des moments

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.15}{3.45} = 0.91$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Sens longitudinal :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$$

$$M_{ax} = 0,50 \cdot M_x$$

Sens transversal :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$$

$$M_{ay} = 0,50 \cdot M_y$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul des sollicitations

	ELS		ELU	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
μ	0.0518	0.8646	0.0447	0,8036
M (KN.m)	41.06	35.52	48.56	39.02
Mt(KN.m)	30.79	26.64	36.42	29.26
Ma(KN.m)	20.35	17.76	24.28	19.51

➤ Calcul des armatures

A L'ELU

Tableau VI.4 : ferrailage de la dalle.

	SENSXX		SENSYY	
	appui	travée	appui	travée
KN.m)M)	24.28	36.42	19.51	29.26
As (cm²)	2.62	3.96	2.10	3.17
Amin (cm²)	3.26	3.26	3.26	3.26
Choix des barres	5T14	5T14	5T14	5T14
Aadop (cm²)	7.70	7.70	7.70	7.70

Conclusion : le ferrailage adopté est celui de l'état limite ultime avec un espacement St=20cm

• **Vérification des contraintes**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1.K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta.K(d - y_1) \leq \bar{\sigma}_s = 202MPa$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens transversal

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens transversal)

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Appuis	20.35	7.7	2.41	106.89	15	202	CV
Travée	30.79	7.7	3.65	161.73	15	202	CV

Sens longitudinal

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS (sens longitudinal)

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Appuis	17.76	7.7	2.10	93.29	15	202	CV
Travée	26.64	7.7	3.14	138.99	15	202	CV

c) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

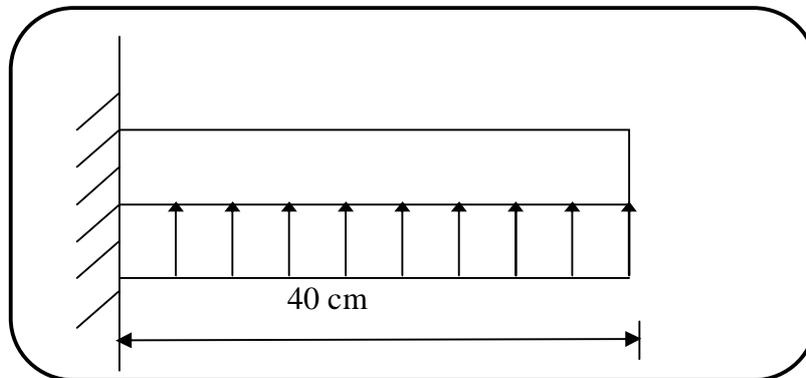


Figure VI.3. Schéma statique du débord

- Sollicitation de calcul

A l'ELU

$$q_u = 109.5 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{2} = \frac{109.5 \times 0.4^2}{2} = 8.76 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$q_{ser} = 79.93 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{P_u \cdot l^2}{2} = \frac{79.93 \times 0.4^2}{2} = 6.39 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

- ✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau VI.7 : ferrailage du débord

	M (KN.m)	A _s	A _{min}
ELU	8.76	0.94	3.26
ELS	6.39	0.68	3.26

- Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_L}{4}$$

Remarque

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, donc on va adopter le même ferrailage.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$v_u^{\max} = q \times l = 43.80 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b d} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

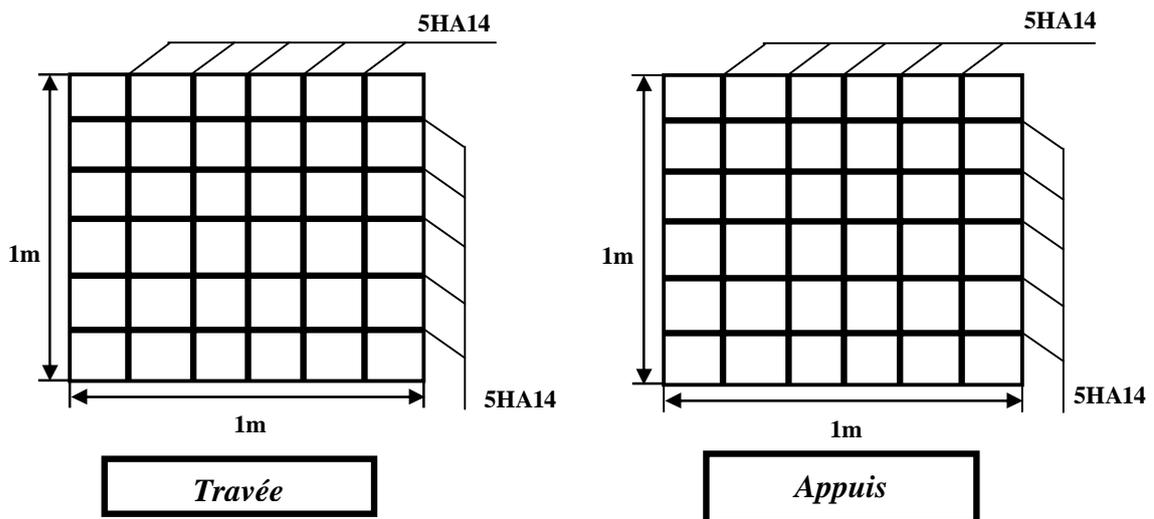


Figure VI.4 Schéma de ferrailage du radier

VI.5. Etude du voile périphérique**VI.5.1. Introduction**

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher desous/sol, d'après l'article 10.1.2 du RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués deux nappes, le pourcentage minimale est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.5.2. Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 3.06 m.
- Langueur de 3.45 m.

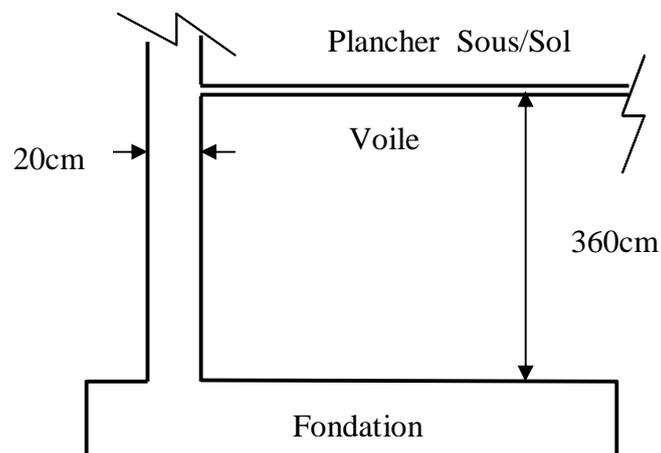


Figure VI.5. Schéma de voile périphérique

➤ **Armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales ont une section $A_l \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

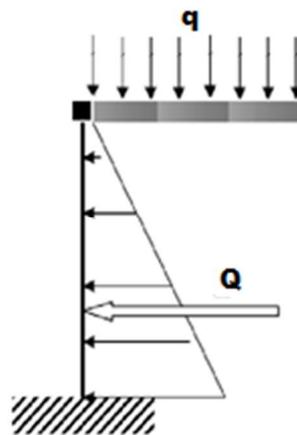
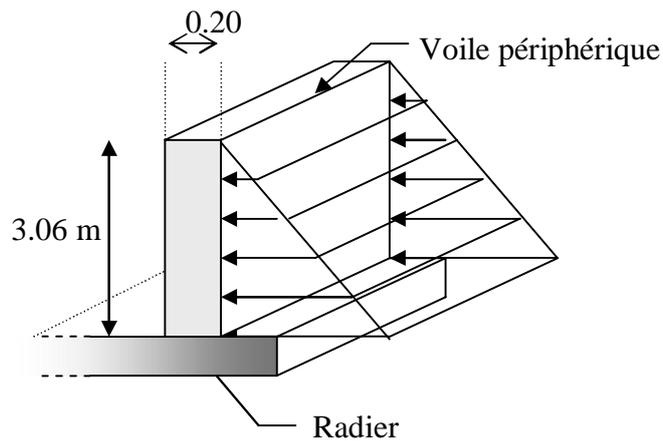


Figure VI.6. Schéma statique du voile périphérique

On a :

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

$$\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Avec :

h : Hauteur du voile

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[30 - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.33$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

VI.5.3. Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à:

a) La poussée de terre

$$G = h \times \gamma_d \times K_0$$

$$G = 3.06 \times 18 \times 0.33$$

$$G = 18.17 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = K_0 \times q$$

$$Q = 1.65 \text{ KN/m}^2$$

c) Contrainte totale

$$\text{➤ ELU : } \sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 2.475 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(3.06)} + 1.5 Q = 27 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 27 + 2.475}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 20.86 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = 20.86 \text{ KN/ml}$$

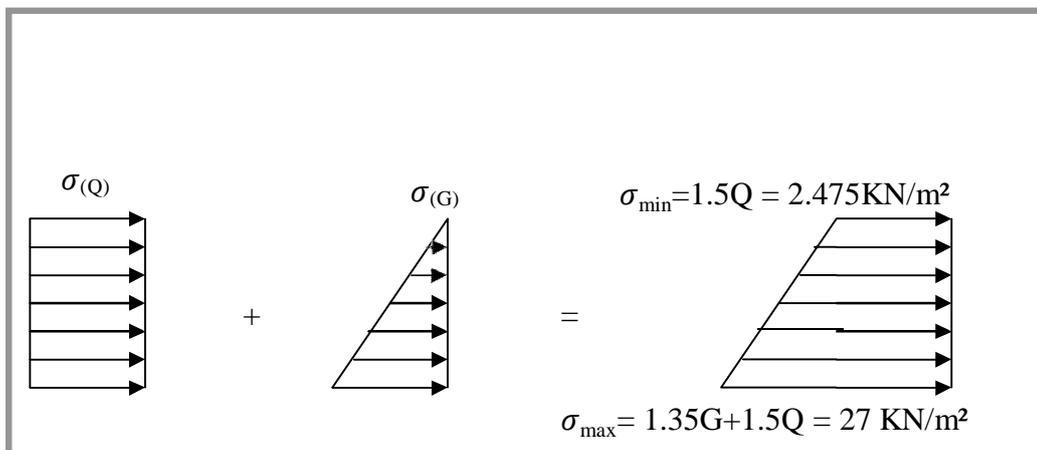


Figure VI.7. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\text{➤ ELS : } \sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 1.65 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G_{(3.06)} + Q = 19.82 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 19.82 + 1.65}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 15.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 15.27 \text{ KN/ml}$$

VI.5.4. Ferrailage

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 3.06 \text{ m} ; \quad L_y = 3.45 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{3.45} = 0.88$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de α .

a. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de l'extrême du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui: 0.3

➤ **A l'ELU**

$$\alpha = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x qsl_x^2 = 0.0476 \times 20.86 \times 3.06^2 = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.9545 \times 9.29 = 8.87 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS**

$$\alpha = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x qsl_x^2 = 0.0546 \times 15.27 \times 3.06^2 = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.8216 \times 7.80 = 6.41 \text{ KN.m}$$

b. Sollicitations du calcul➤ **A l'ELU**❖ **Sens X-X**

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 9.29 = -2.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 9.29 = 7.89 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y**

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3M_{0Y} = -0.3 \times 8.87 = -2.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées: } M_t = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 8.87 = 7.54 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS**❖ **Sens X-X**

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 7.80 = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 7.80 = 6.63 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y-Y**

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3M_{0Y} = -0.3 \times 6.41 = -1.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées: } M_t = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 6.41 = 5.45 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (KN.m)	M	μ ₁	β	A _{s cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{s adop} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	7.89	0.017	0.392	0.98	1.27	2.17	5HA8	3.02	20
	Y-Y	5.87	0.012	0.392	0.98	0.94	2.17	4HA8	2.01	20
Appuis	X-X	2.78	0.006	0.392	0.99	0.45	2.17	4HA8	2.01	20
	Y-Y	2.78	0.006	0.392	0.99	0.45	2.17	4HA8	2.01	20

➤ **Condition de non fragilité**

$$b = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.20 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.18 \text{ m}$$

❖ **Sens X-X**

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x \min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0.0008$ pour HA FeE 400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{306}{345}}{2} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Sens Y-Y**

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les conditions est vérifié.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

❖ **Selon X**

$$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 20.86 \times \frac{3.06}{2} \times \frac{1}{1 + 0.49} = 21.42 \text{ KN / m}$$

❖ **Selon Y**

$$V_y = qu \frac{L_x}{3} = 20.86 \times \frac{3.06}{3} = 21.27 \text{ KN / m}$$

Et :

$$\tau_u = 0.007 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{21.42 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.119 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\tau = \frac{21.27 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.118 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification a l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (Choisie en fonction de la fissuration).

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \text{ (Choisie en fonction de la fissuration)} \longrightarrow \overline{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.9 : Vérifications des contraintes sens X-X

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS	OBS
Travée	18.58	5.65	4.74	18451	4.77	200.277	CV	CV
Appui	6.56	3.14	3.67	11320	2.13	124.537	CV	CV

Tableau VI.10 : Vérifications des contraintes sens Y-Y

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	OBS	OBS
Travée	18.01	5.65	4.74	18451	4.63	194.133	CV	CV
Appui	6.56	3.14	3.67	11320	2.13	124.537	CV	CV

VI.5.5. Schéma de ferrailage

Nappe intérieure :

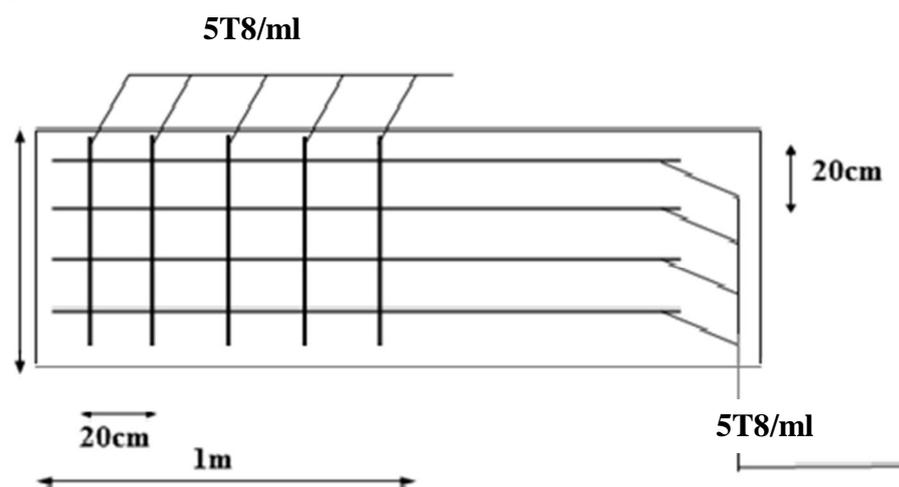


Figure VI.8. Schéma de Ferrailage du voile périphérique

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passé à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un voile périphérique adossé d'une hauteur de 3.06m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur le sous-sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

VII.1 Introduction

La construction d'un ouvrage nécessite au préalable l'étude du sol c'est-à-dire pour choisir le type et les dimensions des fondations, il est nécessaire de connaître la nature du sol qui sera implémenté notre ouvrage (les caractéristiques physiques et mécaniques)

VII.2. Description du site

➤ Situation

Le terrain d'étude, se trouve au niveau **zone d'activité** willaya de **Bouira**, il est limité par:

- Au nord par ; la route menant vers la zone des parcs.
- Au sud- EST par ; commissariat de la police et la route menant vers 338 logements



Figure VII.1. Situation géographique du site (Source Google Earth)

➤ Topographie de site

La visite de site que nous avons effectuée nous a permis de constater que le terrain d'étude est présenté une topographie relativement plat.

VII.3. Géologie et hydrogéologie

➤ Géologie locale

D’après l’extrait de la carte géologique de la région de Bouira au 1/50000^{ème} (figure 1), le site d’étude et ses alentours immédiats sont constitués de terrains quaternaires, principalement anciennes :

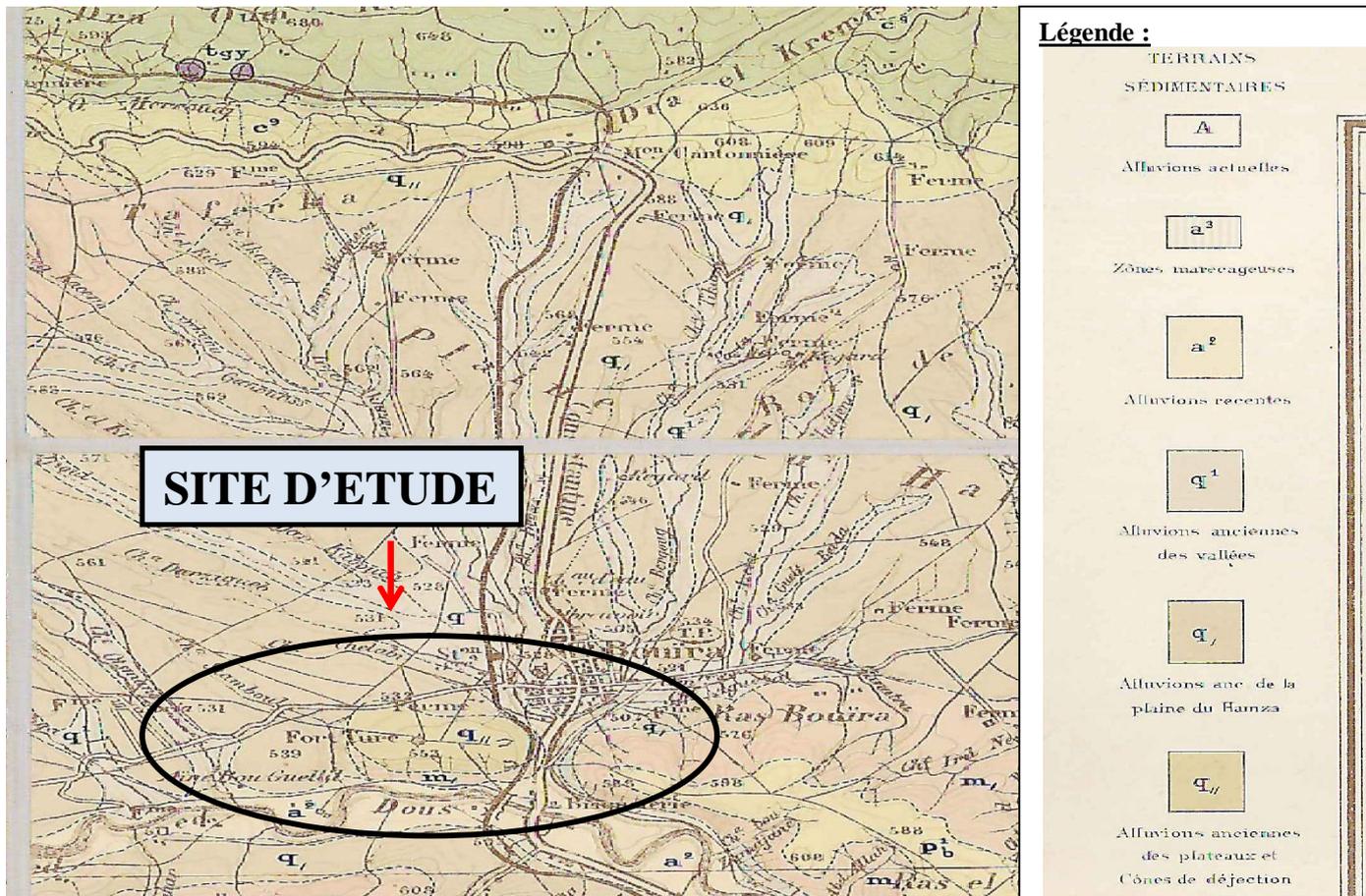


Figure VII.2. Extrait de la carte géologique de Bouira au 1/50000^{ème}

- **Alluvions anciennes des vallées q^1** : terrasses caillouteuses et limoneuses, dominant de 10 à 15 mètres les berges des cours d’eau, principalement dans les nombreux ravins qui découpent le Hamza.
- **Alluvions anciennes de la plaine du Hamza q** : vaste nappe d’alluvions caillouteuse, qui a nivelé la grande plaine, inclinée du Nord-Ouest vers l’Est. Puissant cône de déjection qui porte la forêt de Tineri au Nord.

- **Alluvions anciennes des plateaux et cône de déjection $q_{c,}$** : dépôts caillouteux antérieurs à la phase ci-dessus, résultant d'anciennes actions torrentielles, qui ont précédé le creusement des vallées et dépressions actuelle.

➤ Hydrologie et hydrogéologie

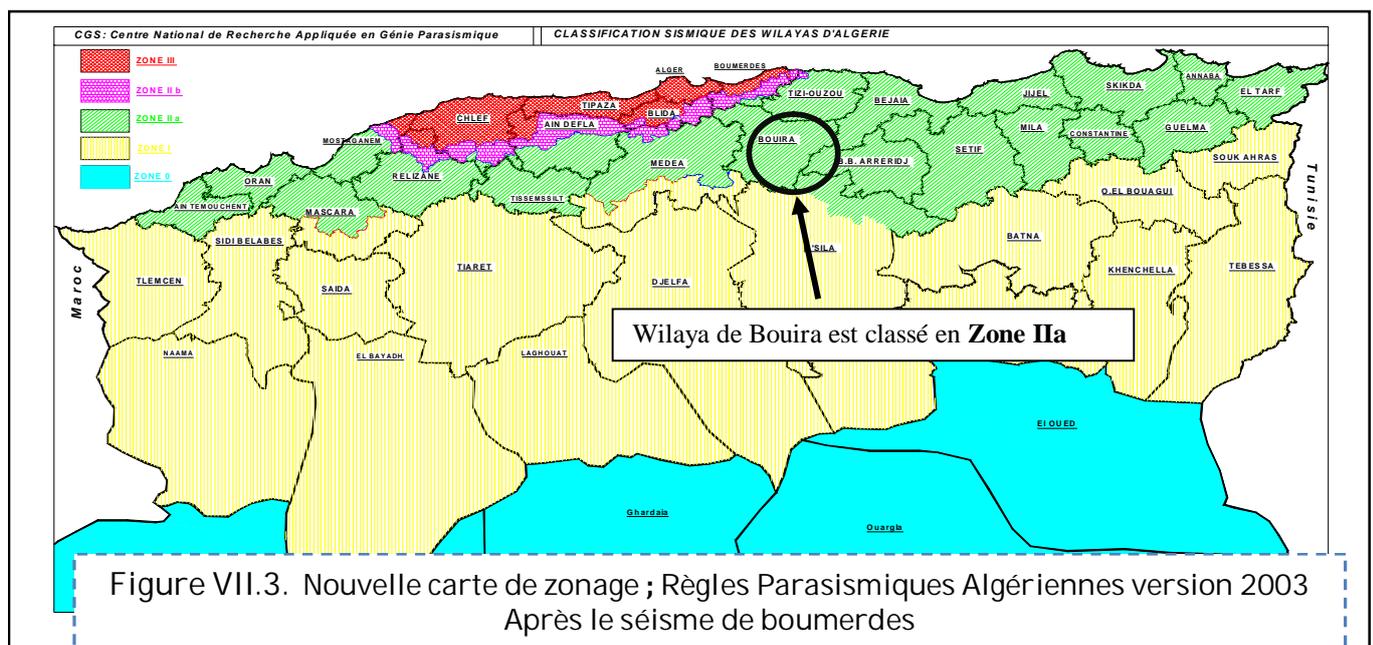
Les alluvions quaternaires du plateau de Hamza renferment, à différents niveaux, des nappes aquifères qui s'écoulent par de petites sources assez nombreuses.

Le site d'étude appartient au bassin versant de la SOUMMAM, traversée par de nombreuses chaabats, qui convergent vers le sous bassin versant Oued ed-Dous qui se dirige, occupé essentiellement par des formations alluvionnaires (marne sablo-graveleuse à caillouteuse bariolées) d'âge Quaternaire.

VII.4. Sismicité de la région

Après le séisme de 21 mai 2003 de **Zemmouri**, le Centre de Recherche appliqué en Génie Parasismique (CGS) a établi une nouvelle carte de zonage sismique (**Figure VII.3**).

- **Zone 0** : Région à sismicité négligeable
- **Zone I** : Région à sismicité faible
- **Zone II a** : Région à sismicité moyenne
- **Zone II b** : Région à sismicité moyenne
- **Zone III** : Région à forte sismicité.



D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la willaya de **Bouira** est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le R.P.A 99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003.

VII.5. Travaux de reconnaissance

VII.5.1. Phase de reconnaissance préliminaire

Une visite du site a été effectuée dans le but de faire un constat des lieux axé principalement sur les aspects suivants (la nature superficielle du terrain, la végétation, la présence des remblais, des talwegs, l'accessibilité du terrain à nos moyens d'investigation...) qui peuvent nous être utiles pour le choix du dispositif d'investigation le mieux approprié pour le futur projet.

VII.5.2. Phase d' intervention in-situ

Nous avons entrepris une campagne d'investigation qui a consisté en la réalisation pour :

→ **Etude final lancée à la base d'un plan de masse**

Un (01) sondage préssiométrique de 20 mètre de profondeur

Trois (03) essais de pénétration dynamique

L'ensemble des essais a été implanté suivant un plan masse fourni par le client (voir le plan ci-joint en annexe).

VII.5.2.1. Sondage carottés

Afin de reconnaître la nature du sol en place, nous avons effectué un sondage destructif de vingt mètres linéaires (**20ml**), dont la description visuelle, nous a permis d'établir la coupe lithologique suivante :

❖ **Sondages préssiométrique de vingt mètres linéaires
SP01**

0.00-0.50 m : Remblais

0.50-5.50 m : Argile beige marron graveleuse

5.50 -20.00 m : Marne beige plus au moins graveleuse

Le sondage réalisé, nous a permis de mettre en évidence une nature lithologique, constitué d'une assise de marne beige plus au moins graveleuse, surmonté d'une couche d'argile

beige marron graveleuse. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais.

VII.5.2.2. Essais préssiométriques

L'essai préssiométrique est un essai de chargement in-situ réalisé par expansion d'une cavité cylindrique, les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le sol en place à l'aide d'un fluide agissant sur des membranes dilatables. On aboutit ainsi une relation effort-déformation.

Un (01) essai préssiométrique de Ménard a été réalisé au niveau de ce projet jusqu'à 20 mètre de profondeur, dont les résultats ont été interprétés sous forme de courbe synoptique, pression de rupture PI ; module de déformation Ménard "E" en fonction de la profondeur (qu'on y trouve en annexe).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants pour chaque sondage préssiométrique avec leur l'état de consolidation, selon la classification des sols basée sur le rapport E/PI :

N° SP	E (Mpa)	PI (Mpa)	E/PI	Etat de consolidation
SP 01	24.1 à 180.30	1.75 à 2.56	>16	Sur-consolidé

L'analyse des résultats synthétisés dans le tableau précédent montre qu'il s'agit d'un sol **Sur-consolidé** pour la plupart des sondages préssiométrique ($E/PI \geq 16$).

VII.5.2.3. Campagne pénétrométrique

Trois (03) essais de pénétration dynamique ont été effectués afin de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol en fonction de la profondeur, de vérifier le degré d'homogénéité du sous-sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les résultats sous forme de diagramme donnant la résistance en pointe du sol en fonction de la profondeur, ainsi que le plan d'implantation des essais figurent en annexe.

L'ensemble des résultats pénétrométriques, indiquant un sol homogène de point de vu résistance, avec des valeurs de la résistance en pointe assez appréciables pour l'ensemble des essais. (Voir les pénétrogrammes ci-joint en annexe).

VII.5.3. Analyses Chimiques selon la NF P 18 – 011

Nous avons effectué une analyse chimique sommaire sur un échantillon récupéré de **2.00** à **3.50 m** de profondeur. Les résultats de cette analyse, nous révèlent que ce sol ne présente agressivité **nulle** vis à vis du des sulfates, selon la norme NFP 18-011 DU 06/92. (Voir résultats en annexe).

VII.6. Classification de site

Dans le cadre de l'étude du sol du notre projet, on a réalisé un profil de sismique réfraction dans le but de mesurer les vitesses successives des couches sous-jacente ainsi que leurs épaisseurs et de classer le terrain prospecté (Etude géophysique).

VII.6.1. Principe de l'essai

La sismique réfraction consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide d'un marteau, l'ébranlement déforme le milieu traversé, ces déformations se propagent sous forme d'ondes réfractées sur les surfaces de discontinuité et enregistrées à l'aide des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol.

Dans notre étude on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesses "VP", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse "VS" qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques Algériennes.

VII.6.2. Réalisation des essais de reconnaissance**➤ Equipements de mise en œuvre**

Le laboratoire a réalisé les essais de reconnaissance géophysique par sismique réfraction à l'aide d'un équipement performant constitué des éléments suivants :

- Un sismographe modèle PASI SISMOLPC 12S12L, à canaux multiples.
- 12 géophones verticaux connectés à une tresse sismique modèle SM4 10 HZ.
- 12 géophones horizontaux connectés à une tresse sismique modèle SM4 10 HZ.
- Une source d'énergie sismique.

➤ Position des profils sismiques

Nous avons réalisé les profils sismiques avec une longueur égale à 39mètres et un pas régulier de 3mètres, puis nous avons effectué cinq tirs

Trois tirs avec connexion des géophones verticaux pour générer les ondes de compression :

- Un tir au milieu du profil (tir centré (TC)) et 2 tirs symétriques par rapport à ce milieu (tir direct (TD) et tir reverse (TR)).
- Deux tirs avec connexion des géophones horizontaux pour enregistrer les ondes de cisaillement (tir direct (TD) et tir reverse (TR)).

VII.6.3. Interprétation des profils sismiques

L'objectif de ce profil, est la détermination des épaisseurs des formations géologiques et les contrastes de vitesses dans le site. Les tableaux suivants résument les résultats:

Tableau VII.1 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PS1

	Vitesses de propagation des ondes de compression			Épaisseurs des couches	
	V _{P1} (m/s)	V _{P2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	h ₁ (m)	h ₂ (m)
Tir direct	1210	1740	2850	1,0	7.0
T_Cinverse	840	1940	/	1,6	/
T_Cdirect	930	1810	/	1,4	/
Tir inverse	1110	1750	2840	1,1	8.2
Les valeurs moyennes	1020	1810	2850	1,3	7,6

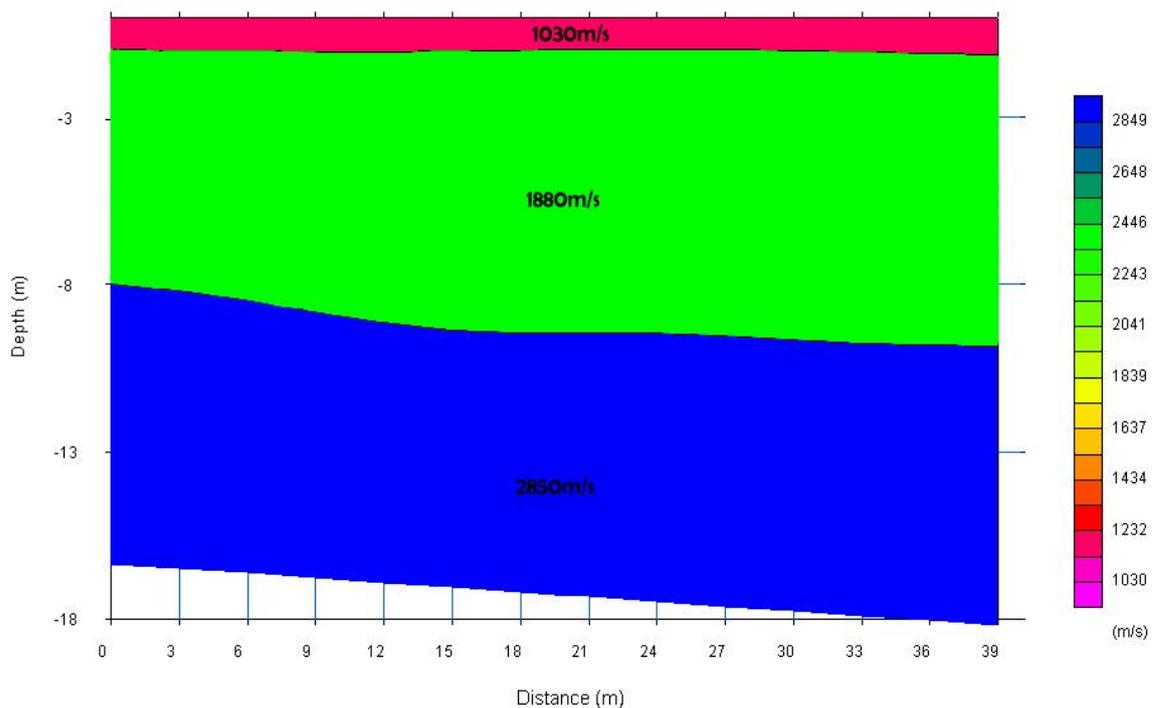


Figure VII.4. Coupe géosismique PS1

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens des essais géophysiques réalisés sur site sont représentées dans le tableau qui suit :

Tableau VII.2 : Variation de la vitesse des ondes S

		<i>Vitesses de propagation des ondes de cisaillement</i>				<i>V_{S.moy} (m/s)</i>
		<i>V_{S1} (m/s)</i>	<i>V_{S2} (m/s)</i>	<i>V_{S3} (m/s)</i>	<i>V_{S4} (m/s)</i>	
<i>S1</i>	<i>Tir direct</i>	420	570	1190	/	550
	<i>Tir inverse</i>	400	610	980	/	
	Vitesses moyennes	410	590	1090	/	

VII.6.4. Synthèse des résultats

L’interprétation des données a permis de différencier en générale l’existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes :

Une couche de recouvrement superficielle apparaît avec une épaisseur moyenne de 1.3 mètres, révèle des vitesses des ondes de compression de l’ordre de 1020 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l’ordre de 410 m/s.

Un deuxième terrain apparaît avec une épaisseur moyenne de 7.6 mètres, présente des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l’ordre de 1810 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l’ordre de 590 m/s.

Le troisième terrain apparaît à partir de la profondeur moyenne de 8.9 mètres, révèle des vitesses des ondes de compression de l’ordre de 2850 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l’ordre de 1090 m/s.

VII.6.5. Conclusion

L’ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie **S3 (Site meuble)**.

VII.7. Capacité portante des fondations

La valeur de la contrainte admissible peut être estimée soit, à partir des essais in-situ, soit être calculée à partir des essais de laboratoire.

❖ **Calcul de contrainte à partir des essais à la pénétration dynamique**

Cet essai permet d'obtenir un profil de pénétration dynamique donnant la résistance dynamique R_p en fonction de la profondeur.

La contrainte limite de calcul q_l est obtenue par la formule empirique $q_l = R_p / (5 \text{ à } 7)$ (D.T.U 13.12 : Règle pour le calcul des fondations superficielles)

De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte admissible $Q_a = q_l / F_s$

avec : F_s (coefficient de sécurité) égale à 3

En tenant des valeurs de résistance en point enregistré, nous avons pris pour le calcul une valeur de **40.00 bars**. La contrainte obtenue est de l'ordre $Q_a = 0.17 \text{ bars}$.

❖ **Calcul de contrainte à partir des essais préssiométrique**

La contrainte admissible est estimée par la formule suivante :

$$Q_{adm} = q_{lim} / F$$

$$Q_{lim} = K (P_1 - \delta_h) + \delta_v$$

$$\Delta_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot D$$

$$\Delta_v = \gamma_h \cdot D$$

Q_{lim} : Contrainte limite

F : Facteur de sécurité égale à 3

P_1^*e : pression limite nette équivalente

Δ_h : contrainte horizontale au repos

Δ_v : contrainte vertical au repos

K_0 : facteur de forme ($K_0 = 0.8$)

Application numérique

N°SP	D(m)	$\Gamma_h(t/m^3)$	P_1^*e (bar)	Q_{adm} (bar)
SP N°01	1.80	2.00	13.60	3.93

VII.8. Calcul des tassements

❖ Calcul des tassements à partir des essais de laboratoire

La méthode de calcul des tassements à partir du préssiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62-V, est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau.

La méthode préssiométrique est recommandée lorsque le rapport B/H est très faible (B petit et H grande)

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface ajouter 20 %) est donné par les relations

$$S(10 \text{ ans}) = S_s + S_d$$

$$\rightarrow S_s = \frac{4}{18 E_{ms}} (q_0 - \delta_{v0}) B_0 (\lambda_d B/L)^\alpha \text{ Est le tassement déviatorique}$$

$$\rightarrow S_d = \frac{\alpha}{9 E_{md}} (q_0 - \delta_{v0}) \lambda_s B \text{ est le tassement sphérique}$$

$$S = \frac{4}{18 E_{md}} (q_0 - \delta_{v0}) B_0 (\lambda_d B/L)^\alpha + \frac{\alpha}{9 E_{ms}} (q_0 - \delta_{v0}) \lambda_s B$$

Avec :

B : Largeur (ou diamètre) de la fondation,

B₀ : Une dimension de référence égale à 0,60 m,

λ_d Et **λ_s** : Coefficients de forme

q₀ : Contrainte verticale appliquée par la fondation

δ_{v0} : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation

E_{md} et **E_{ms}** : Modules préssiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement

α : Coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné par des abaques

➤ Calcul de **E_{md}** et **E_{ms}**

Le calcul de tassement par la méthode préssiométrique nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation, chaque tranche a une épaisseur B/2

- **E_{ms}** : est le tassement sphérique représente la valeur de **E₁** mesurée dans la tranche d'épaisseur B/2 située immédiatement sous la fondation

$$E_{ms} = E_1$$

- **Emd** : est le tassement déviatorique correspond à une zone de sol d'épaisseur 8B et faire intervenir un module équivalent E_{md} donnée par la formule suivante basée sur les moyennes harmoniques $\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5 E_{6-8}} + \frac{1}{2.5 E_{9-16}}$
- E_{i-j} : est la moyenne harmonique des modules préssiométriques mesurés dans les tranches i à j.

Application numérique

$B_0 = 0.6$

$E_m / P_l \geq 16 ; \alpha = 1$

Le terrain est découpé sous la base de la semelle en tranche $B/2 = 1.00m$

N°SP	Ems	Emd	Semelle filante		Semelle radier	
			B=2m	L=2m	B=2m	L=6 m
			Tassements (cm)		Tassements (cm)	
SP N°01	1558	642.15	0.20		0.23	

Selon les hypothèses de calcul, les tassements préssiométriques obtenus restent admissible pour une contrainte $Q_{adm} = 1.7 \text{ bars}$.

VII.9. Conclusion

Le terrain retenu pour notre projet sis à Bouira, est constitué d'une assise de marne beige plus au moins graveleuse, surmonté d'une couche d'argile beige marron graveleuse. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais.

Les essais préssiométriques réalisés afin d'obtenir les caractéristiques intrinsèques du sol in situ ont révélés des valeurs assez appréciables.

L'ensemble des résultats pénétrométriques, montrent un sol homogène de point de vu résistance, avec des valeurs de la résistance en pointe assez appréciables pour l'ensemble des essais.

L'analyse chimique effectuée sur les échantillons récupérés de différents sondages carottés, montrent un sol d'agressivité **nulle** vis-à-vis des sulfates.

En tenant compte de la nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats de nos investigations in-situ et de laboratoire, nous vous suggérons ce qui suit :

- Une contrainte à adopter pour le calcul des fondations de l'ordre de **0.17 bar**.

ANNEXES

- **Plan d'implantation des essais in situ**
- **Sondage préssiométrique**
- **Pénétrogrammes**
- **Analyse chimique**

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000 version 14, socotec, autocad ...etc. et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
6. L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
7. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement
8. La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
9. Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vue le poids de la structure qu'est très important.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris
Jean-Pierre Mougou, BETON armé.

C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Calcul des ouvrages en béton armé, (M. Belazougui 4^{ème} édition OPU, 2007)

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocade 2009.

ANNEXE

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	01
Chapitre I : GENERALITE	
I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3. Implantation de l'ouvrage.....	02
I.4. Caractéristiques géométriques	02
I.5. Système de contreventement	03
I.6. Les éléments structuraux et les éléments non structuraux	03
I.7. Caractéristiques du sol.....	04
I.8. Régularité en plan et en élévation	04
I.9. Règlements et normes utilisés.....	05
I.10. Les états limites.....	05
I.11. Les actions	06
I.12. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées.....	08
I.13. Hypothèses de calcul.....	18
Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT	
II.1. Introduction	23
II.2. Pré dimensionnement des planchers	23
II.3. Pré dimensionnement des balcons	25
II.4. Pré dimensionnement des voiles	26
II.5. Pré dimensionnement des poutres	27
II.5.1. Poutres principales [P.P].....	28
II.5.2. Les poutres secondaires [P.S]	28
II.6. Pré dimensionnement des escaliers	29
II.7. Descente de charges.....	31

II.8. Pré dimensionnement des poteaux	34
II.9. Conclusion.....	39

Chapitre III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	40
III.2. Etude de l'acrotère	40
III.3. Etude des escaliers	46
III.4. Etude de la poutre palière	54
III.5. Etude des planchers.....	60
III.5.1. Etude des poutrelles	61
III.5.1.1. Calcul avant coulage de dalle de compression.....	62
III.5.1.2. Calcul après coulage de dalle de compression.....	63
III.6. Etude des balcons.....	86

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction.....	93
IV.2. Objectif de l'étude sismique	93
IV.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003	93
IV.4. Méthodes de calcul de l'action sismique	93
IV.5. Choix de la méthode du calcul.....	94
IV.6. Modélisation mathématique.....	94
IV.7. Disposition des voiles	98
IV.8. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	99
IV.9. Estimation de la période fondamentale de la structure	106
V.10. Conclusion.....	111

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction	131
V.2. Ferrailage des poteaux	112
V.3. Ferrailage des poutres	124
V.4. Ferrailage des voiles	138

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	151
VI.2. Stabilités des fondations	151
VI.3. Différents types des fondations.....	151
VI.4. Choix du type des fondations	152
VI.5. Etude du voile périphérique	164
VI.6. Conclusion	172

Chapitre VII : ETUDE GEOTECHNIQUE

VII.1. Introduction	173
VII.2. Description du site	173
VII.3. Géologie et hydrogéologie	174
VII.4. Sismicité de la région.....	175
VII.5. Travaux de reconnaissance.....	176
VII.6. Classification de site	178
VII.7. Capacité portante des fondations.....	180
VII.8. Calcul des tassements.....	182
VII.9. Conclusion.....	183
CONCLUSION GENERAL	184

BIBLIOGRAFIE

ANNEXE

LES PLANS

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj}	11
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	11
Figure I.4 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	12
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	16
Figure I.6 : Règle des trois pivots.....	18

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux	24
Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible.....	24
Figure II.3 : Plancher étage courant	25
Figure II.4 : Coupe transversale sur un plancher à dalle plein	26
Figure II.5 : Coupe d'un voile.....	27
Figure II.6 : Pré dimensionnement des poutres.....	28
Figure II.7 : Les différents éléments constituant un escalier	29
Figure II.8 : Schéma terminologie d'escalier	30
Figure II.9 : Coupe de l'acrotère	33
Figure II.10 : Coupe longitudinale d'un poteau	31

Chapitre III

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère	40
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	46
Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier.....	47
Figure III.3.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	48
Figure III.3.b : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	48
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier	54
Figure III.5 : Schéma statique de la poutre palière.....	55
Figure III.5.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	56

Figure III.5.b : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	57
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	60
Figure III.7 : Dimensions adoptées des poutrelles	61
Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle	62
Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à 7 travées	65
Figure III.9.a : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	66
Figure III.9.b : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	68
Figure III.9.c : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	69
Figure III.9.d : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	70
Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à 4 travées	71
Figure III.10.a : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	71
Figure III.10.b : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	73
Figure III.10.c : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	74
Figure III.10.d : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	75
Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle à 1 travée.....	76
Figure III.11.a : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	77
Figure III.11.b : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	78
Figure III.12 : L'ancrage des barres.....	83
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	84
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	86
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de plancher	86
Figure III.16 : Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.....	87
Figure III.17 : Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon	87
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle en console	92

Chapitre IV

Figure IV.1 : Vue en plan de la structure	95
Figure IV.2 : Spectre de réponse	98
Figure IV.3 : Disposition des voiles.....	98
Figure IV.4 : 1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant x-x).....	100
Figure IV.5 : 2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y).....	100
Figure IV.6 : 3 ^{ème} mode de déformation (torsion suivant z-z).....	101

Chapitre V

Figure V.1 : Zone nodale	113
Figure V.2 : Section d'un poteau	116
Figure V.3 : Disposition des armatures des poteaux.....	121
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux	124
Figure V.5 : Dispositions constructives des portiques	127
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales	135
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	137
Figure V.8 : Sollicitations des voiles.....	138
Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	140
Figure V.10 : Schéma de ferrailage d'un voile	150

Chapitre VI

Figure VI.1 : Dimension du radier	155
Figure VI.2 : Diagramme des contraintes sur le radier	158
Figure VI.3 : Schéma statique du débord	162
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier	163
Figure VI.5 : Schéma de voile périphérique.....	164
Figure VI.6 : Schéma statique du voile périphérique	165
Figure VI.7 : Répartition des contraintes sur le voile	166
Figure VI.8 : Schéma du ferrailage du voile périphérique	172

Chapitre VII

Figure VII.1 : Situation géographique du site	173
Figure VII.2 : Extrait de la carte géologique de Bouira au 1/50000 ème	174
Figure VII.3 : Carte de zonage ; Règles Parasismiques Algériennes version 2003	175
Figure VII.4 : Coupe géosismique PS1	179

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

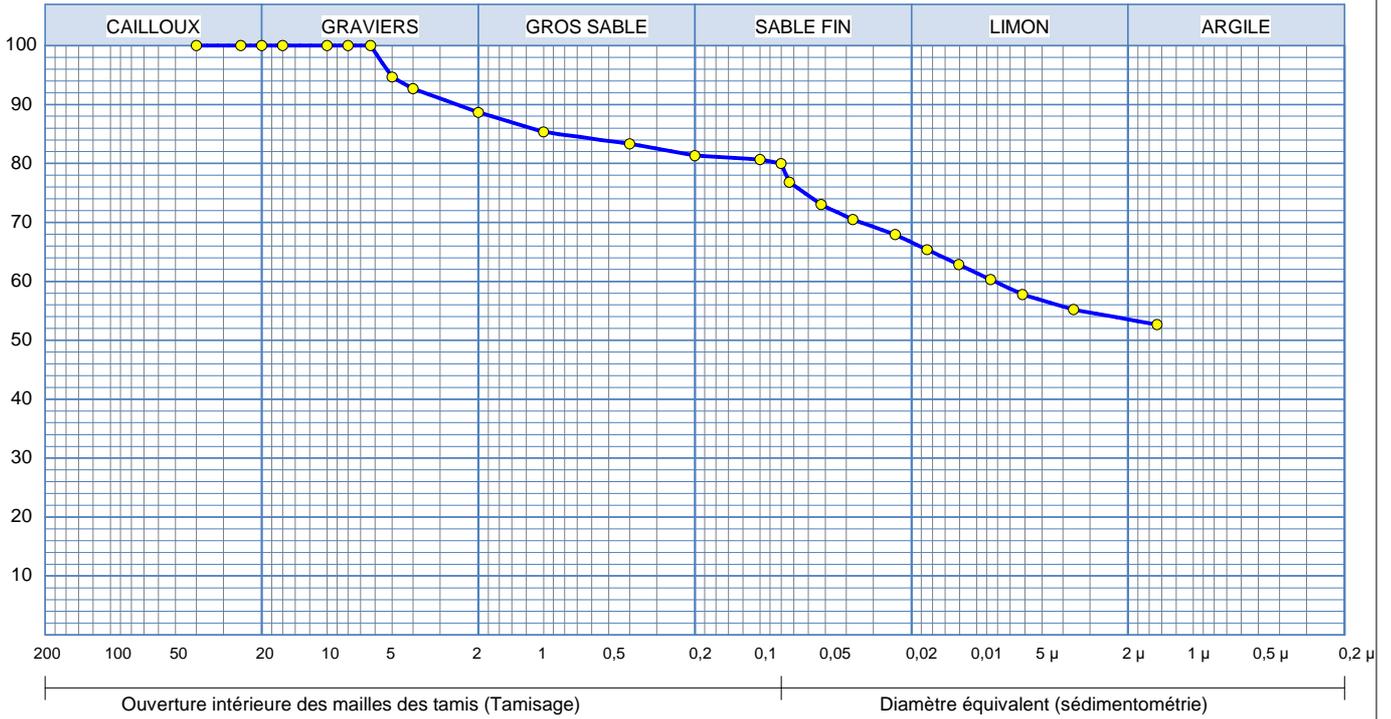
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC02
 Profondeur : 8.3/8.9
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 17.01.17

—●— Sondage: SC02 : 8.3/8.9



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
40,00	100,00	73,32 µm	76,83
25,00	100,00	52,30 µm	73,01
20,00	100,00	37,30 µm	70,47
16,00	100,00	23,79 µm	67,92
10,00	100,00	16,96 µm	65,38
8,00	100,00	12,09 µm	62,84
6,30	100,00	8,62 µm	60,29
5,00	94,67	6,14 µm	57,75
4,00	92,67	3,58 µm	55,20
2,00	88,67	1,47 µm	52,66
1,00	85,33		
0,40	83,33		
0,20	81,33		
0,10	80,67		

Remarque: 0,08 80,00

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

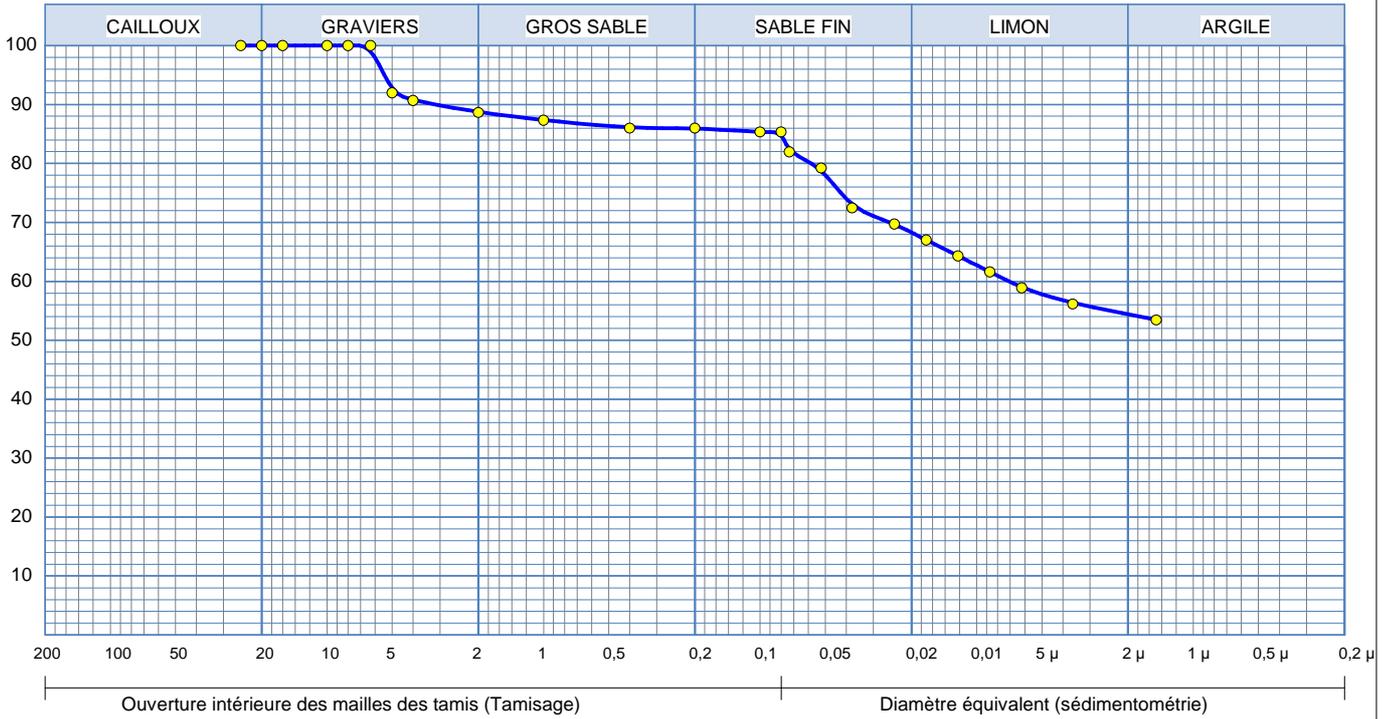
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC02
 Profondeur : 10.5/11
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 17.01.17

—●— Sondage: SC02 : 10.5/11



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
25,00	100,00	73,32 µm	81,95
20,00	100,00	52,30 µm	79,23
16,00	100,00	37,62 µm	72,45
10,00	100,00	23,99 µm	69,74
8,00	100,00	17,10 µm	67,02
6,30	100,00	12,19 µm	64,31
5,00	92,00	8,69 µm	61,60
4,00	90,67	6,19 µm	58,88
2,00	88,67	3,60 µm	56,17
1,00	87,33	1,48 µm	53,46
0,40	86,00		
0,20	86,00		
0,10	85,33		
0,08	85,33		

© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

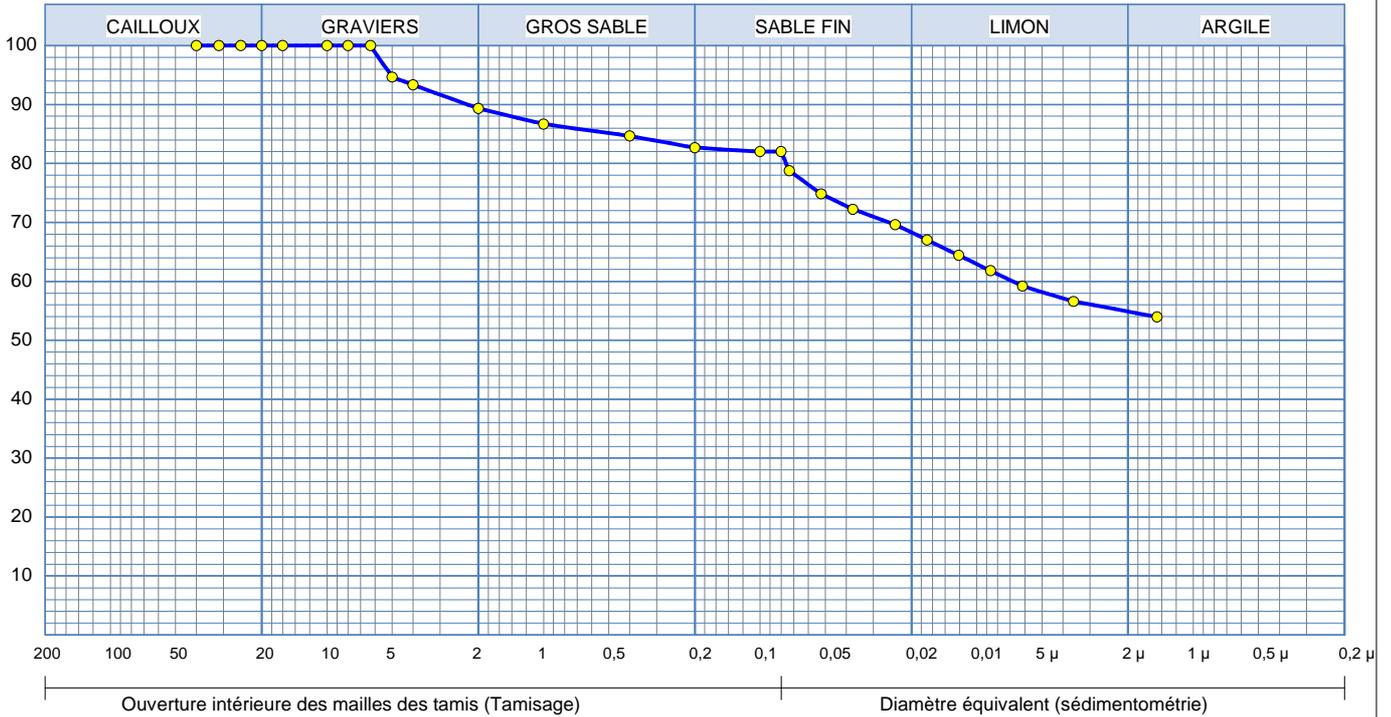
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMAINIA BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC03
 Profondeur : 6.5/6.9
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 17.01.17

—●— Sondage: SC03 : 6.5/6.9



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
40,00	100,00	73,32 µm	78,75
31,50	100,00	52,30 µm	74,84
25,00	100,00	37,30 µm	72,23
20,00	100,00	23,79 µm	69,62
16,00	100,00	16,96 µm	67,02
10,00	100,00	12,09 µm	64,41
8,00	100,00	8,62 µm	61,80
6,30	100,00	6,14 µm	59,19
5,00	94,67	3,58 µm	56,58
4,00	93,33	1,47 µm	53,98
2,00	89,33		
1,00	86,67		
0,40	84,67		
0,20	82,67		

Remarque: 0,10 82,00
 0,08 82,00

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

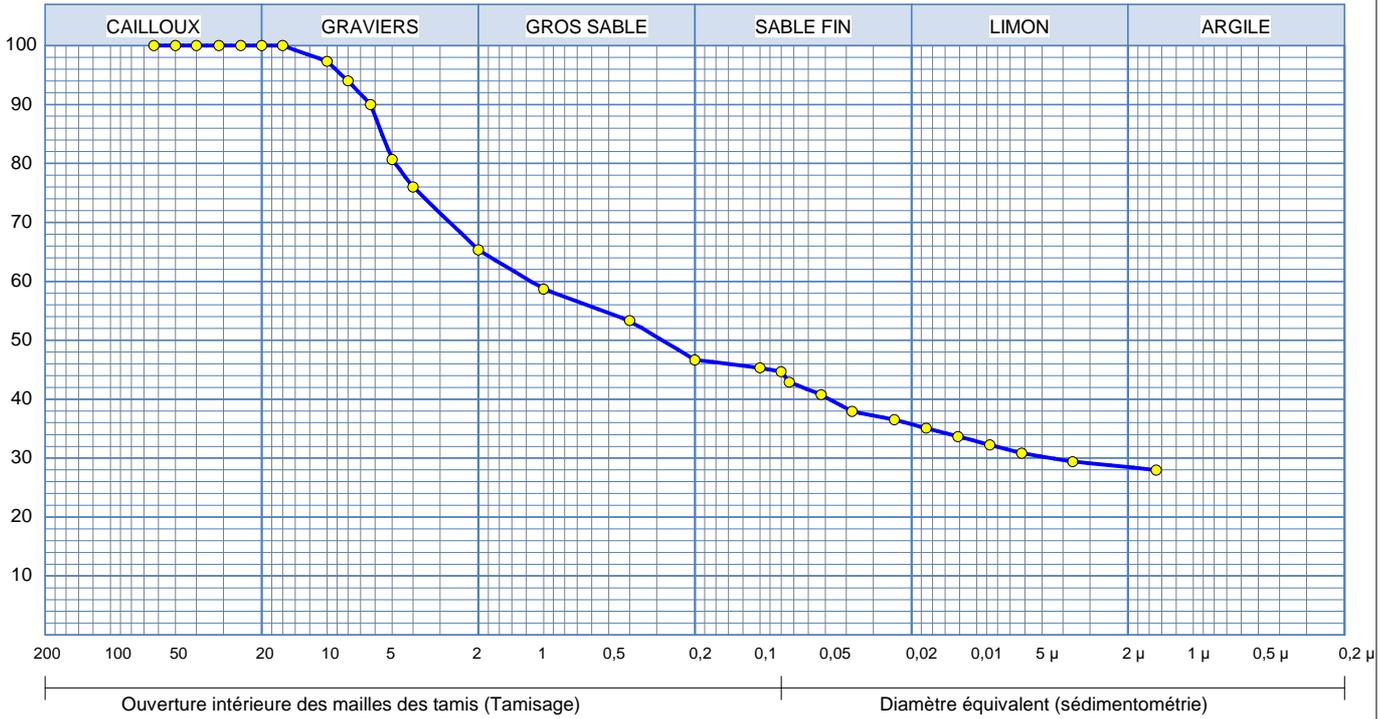
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client :
Projet : 112/630 AADL DOMAINIAL BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC04
 Profondeur : 8/8.6
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 24.01.17

—●— Sondage: SC04 : 8/8.6



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
63,00	100,00	73,32 µm	42,90
50,00	100,00	52,30 µm	40,77
40,00	100,00	37,62 µm	37,93
31,50	100,00	23,99 µm	36,51
25,00	100,00	17,10 µm	35,09
20,00	100,00	12,19 µm	33,67
16,00	100,00	8,69 µm	32,25
10,00	97,33	6,19 µm	30,82
8,00	94,00	3,60 µm	29,40
6,30	90,00	1,48 µm	27,98
5,00	80,67		
4,00	76,00		
2,00	65,33		
1,00	58,67		

Remarque :
 0,40 : 53,33
 0,20 : 46,67
 0,10 : 45,33

Préparé par :
 0,08 : 44,67

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

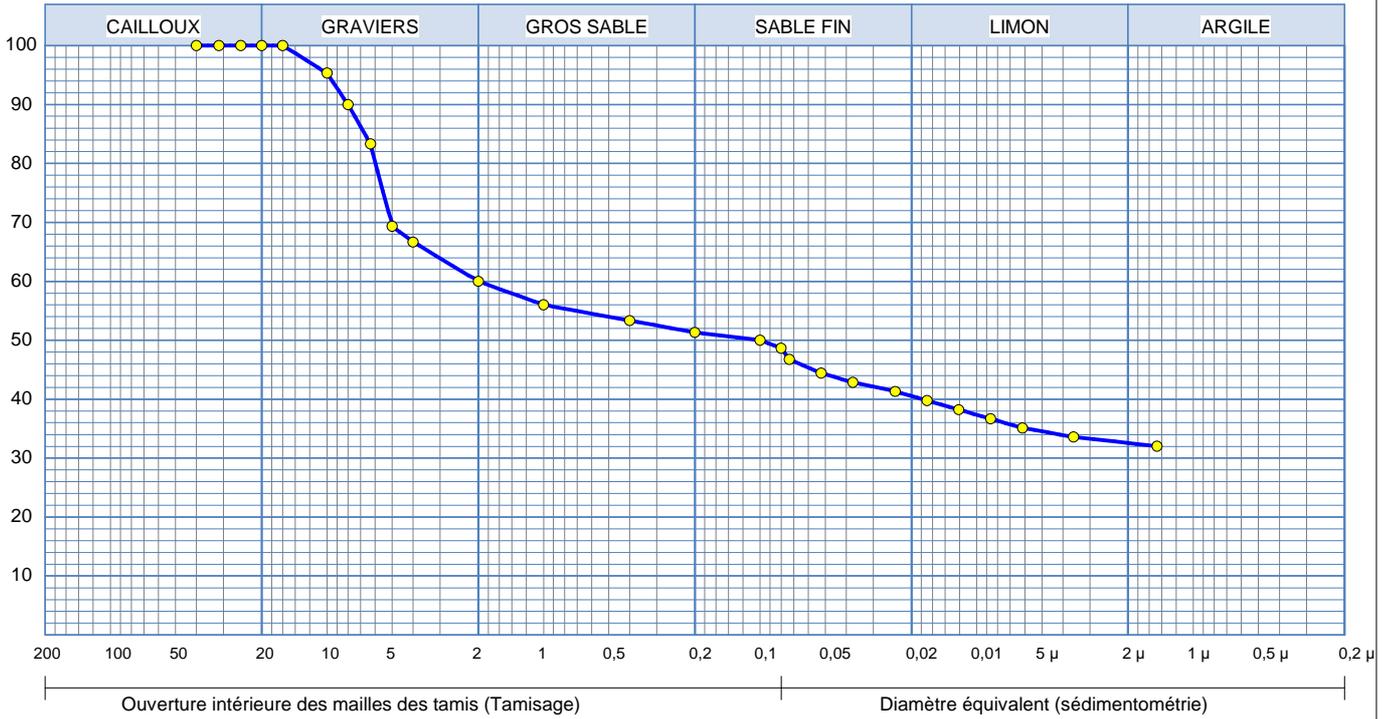
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client :
Projet : 112/630 AADL DOMAINIAL BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC04
 Profondeur : 11,5/12
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais : 24.01.16

—●— Sondage: SC04 : 11,5/12



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
40,00	100,00	73,32 µm	46,74
31,50	100,00	52,30 µm	44,42
25,00	100,00	37,30 µm	42,87
20,00	100,00	23,79 µm	41,32
16,00	100,00	16,96 µm	39,78
10,00	95,33	12,09 µm	38,23
8,00	90,00	8,62 µm	36,68
6,30	83,33	6,14 µm	35,13
5,00	69,33	3,58 µm	33,59
4,00	66,67	1,47 µm	32,04
2,00	60,00		
1,00	56,00		
0,40	53,33		
0,20	51,33		

Remarque : 0,10 → 50,00
 0,08 → 48,67

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

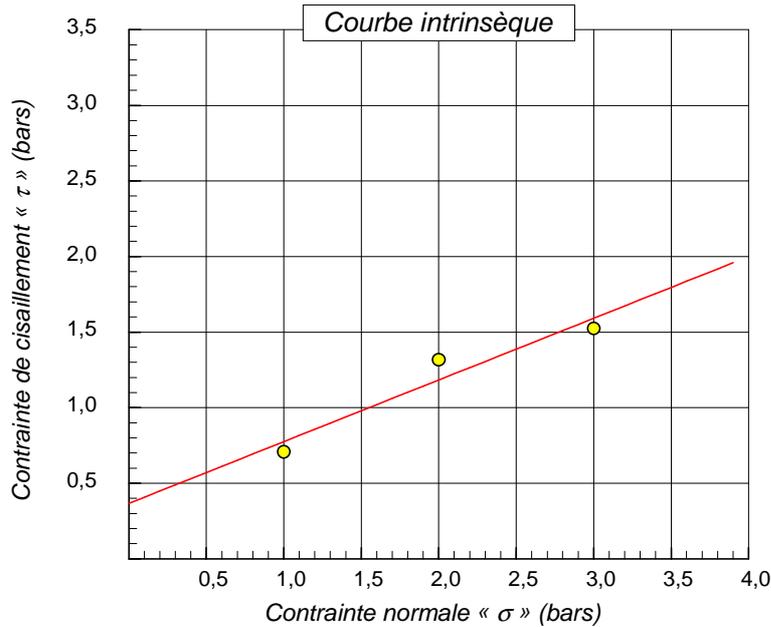
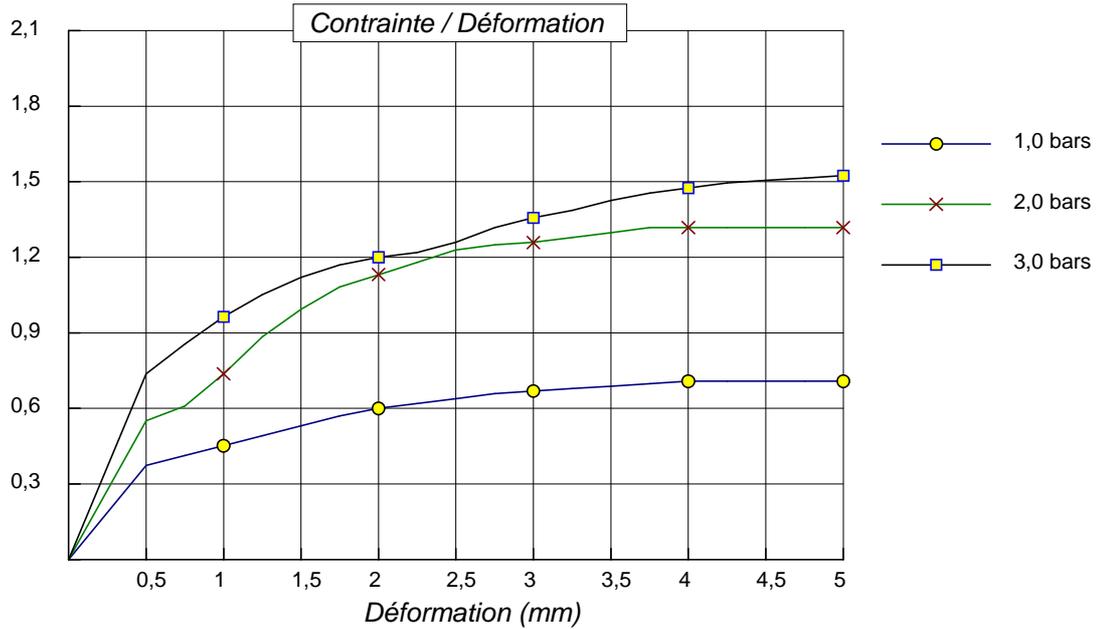
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRA SITE 02 DOMAINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC02
Profondeur : 8.3/8.9
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 08.01.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Cohésion = 0,37 bars
 Frottement = 22,2 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,71$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,32$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,52$

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

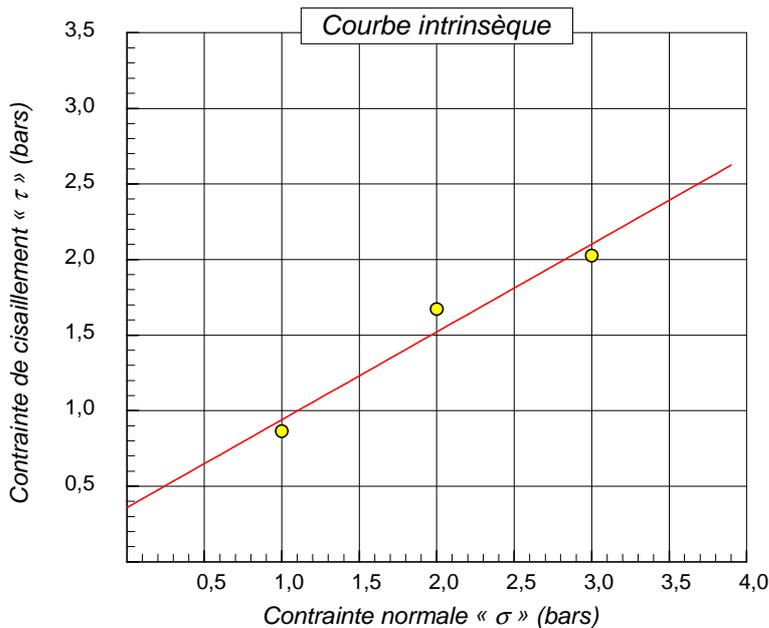
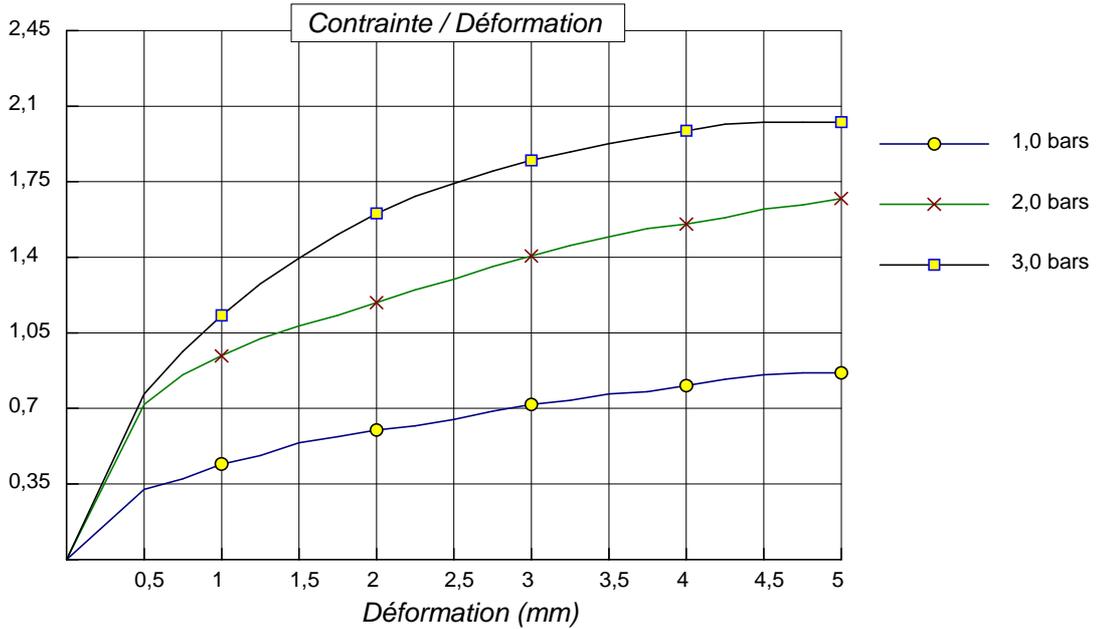
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRA SITE 02 DOMAINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC02
Profondeur : 10.5/11
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 08.01.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1.200 mm/mn



Cohésion = 0,36 bars
 Frottement = 30,14 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars ---> $\tau_1 = 0,87$
 $\sigma_2 = 2,0$ bars ---> $\tau_2 = 1,67$
 $\sigma_3 = 3,0$ bars ---> $\tau_3 = 2,03$

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

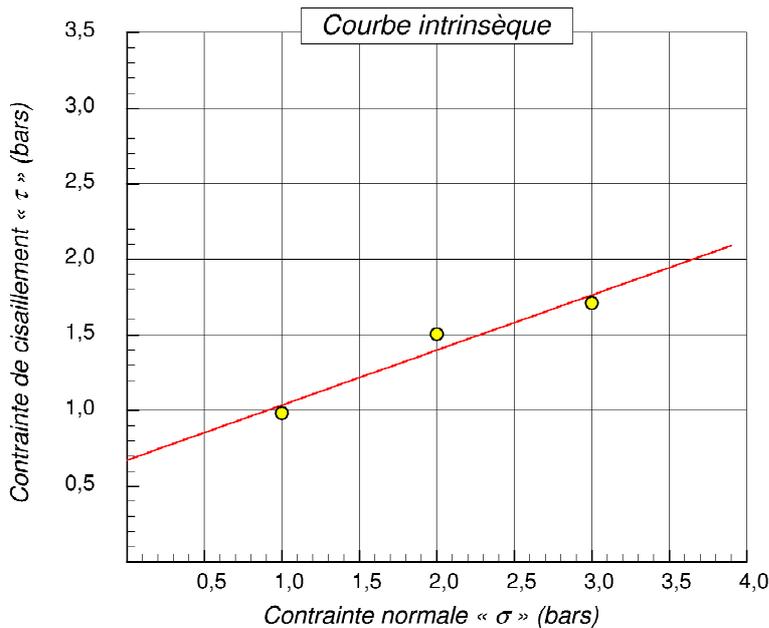
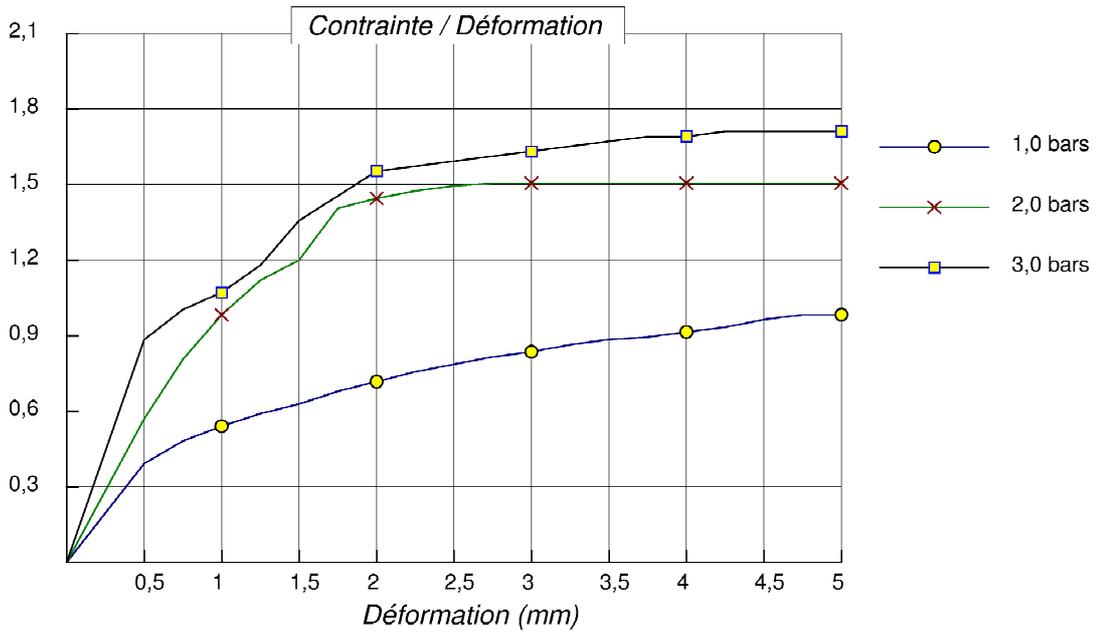
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRA SITE 02 DOMAINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC03
Profondeur : 4,6/5
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 17.01.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1.200 mm/mn



Cohésion = 0,67 bars
 Frottement = 20,0 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars $\rightarrow \tau_1 = 0,98$
 $\sigma_2 = 2,0$ bars $\rightarrow \tau_2 = 1,51$
 $\sigma_3 = 3,0$ bars $\rightarrow \tau_3 = 1,71$

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

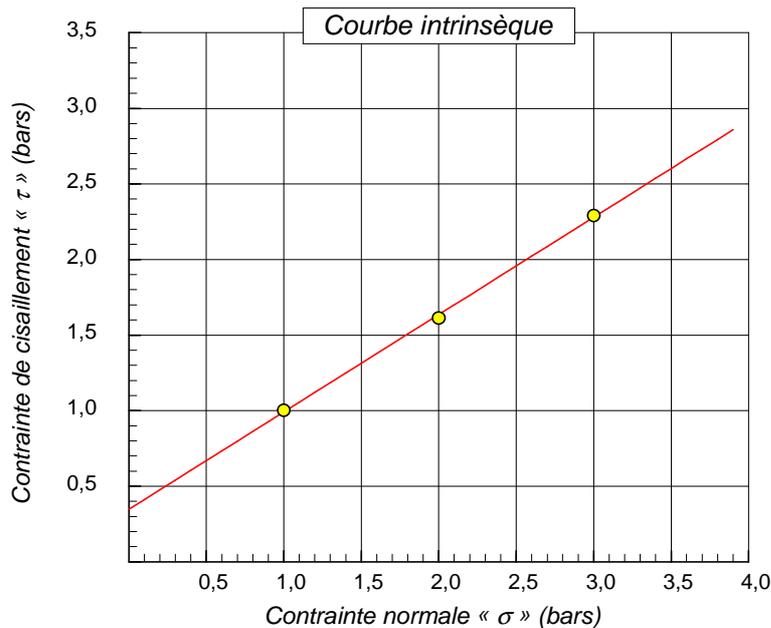
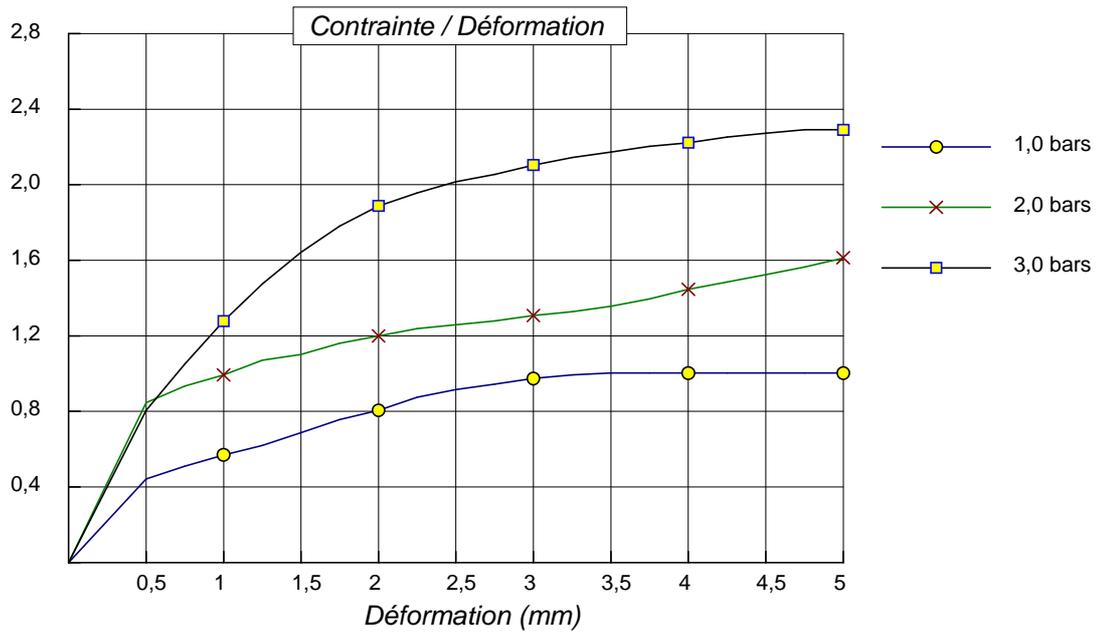
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRA SITE 02 DOMAINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC03
Profondeur : 6.5/6.9
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 17.01.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1.200 mm/mn



Cohésion = 0,35 bars
 Frottement = 32,78 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 1,00$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,61$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 2,29$

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

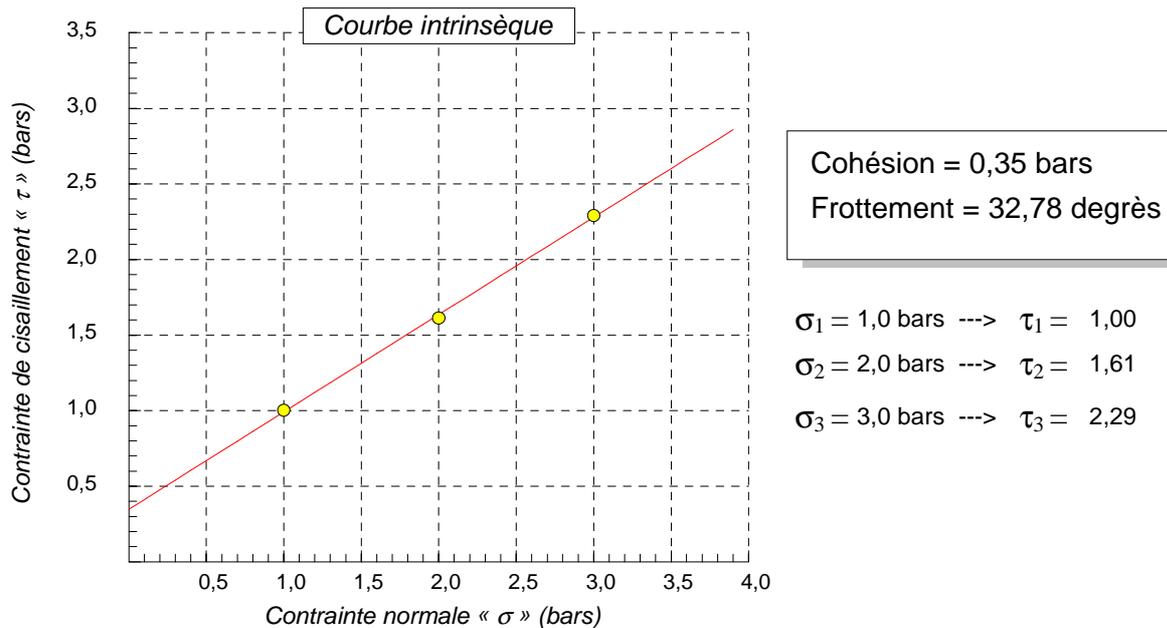
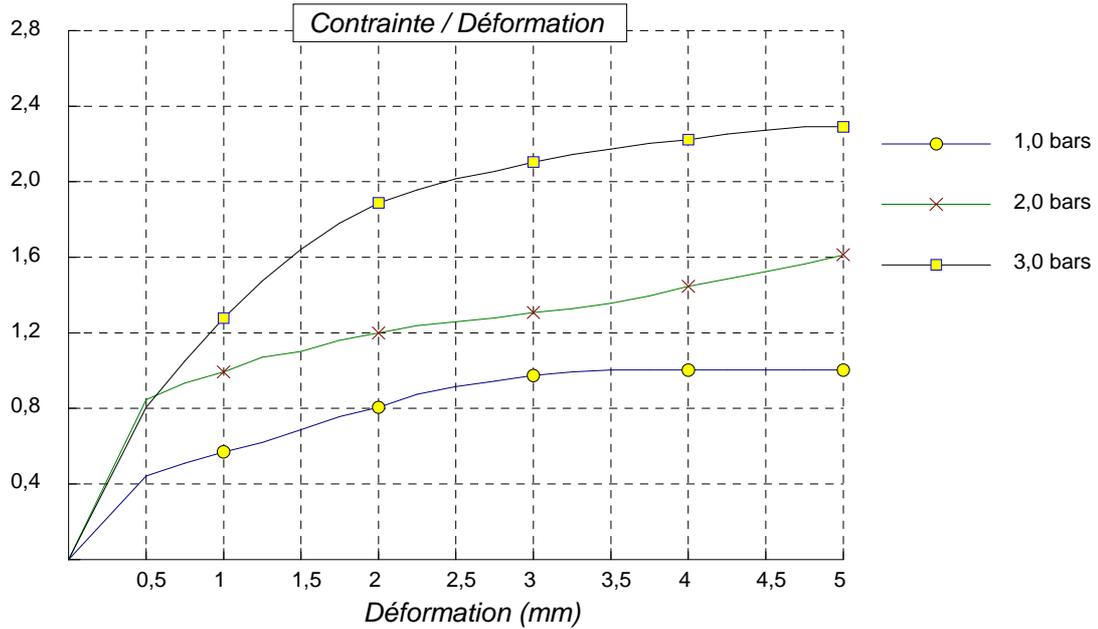
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRA SITE 02 DOMAINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC03
Profondeur : 6.5/6.9
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 17.01.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1.200 mm/mn



Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

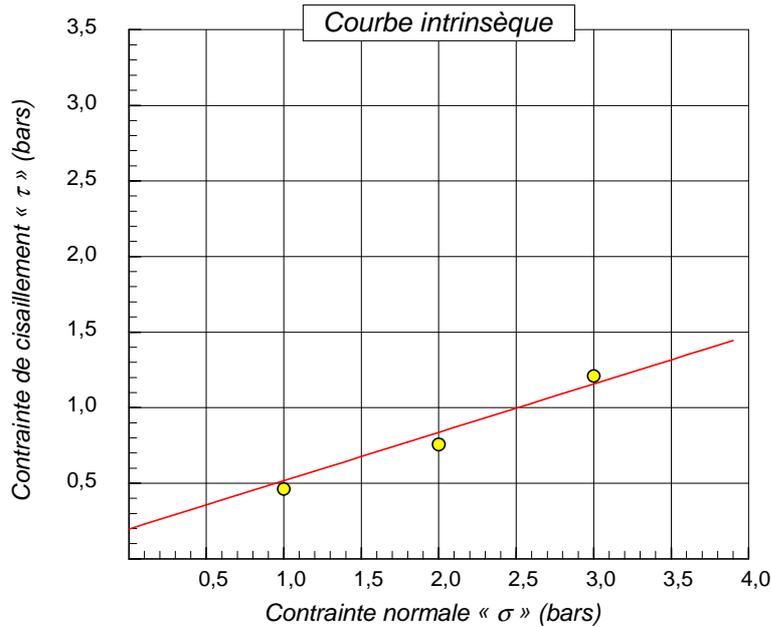
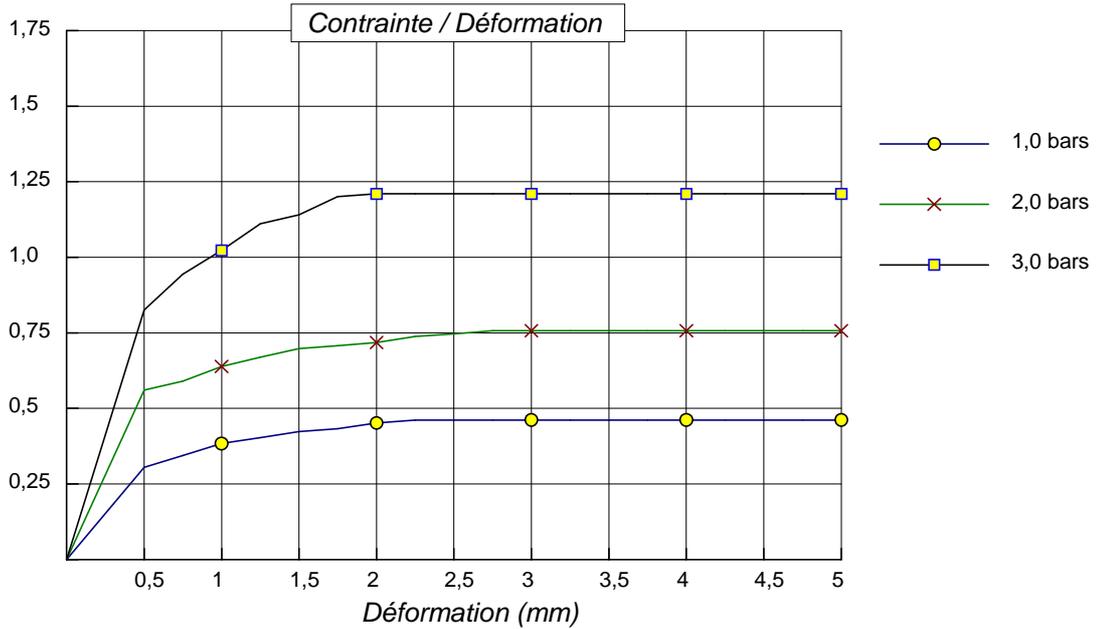
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMAINIAL BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC04
Profondeur : 8/8.6
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 01.02.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1.200 mm/mn



Cohésion = 0,2 bars
 Frottement = 17,73 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars ---> $\tau_1 = 0,46$
 $\sigma_2 = 2,0$ bars ---> $\tau_2 = 0,76$
 $\sigma_3 = 3,0$ bars ---> $\tau_3 = 1,21$

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

NF P94-071-1

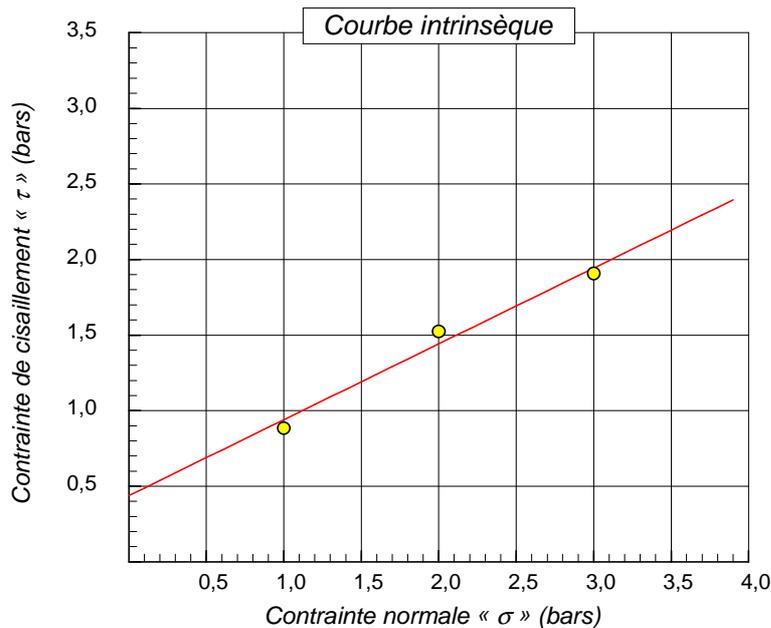
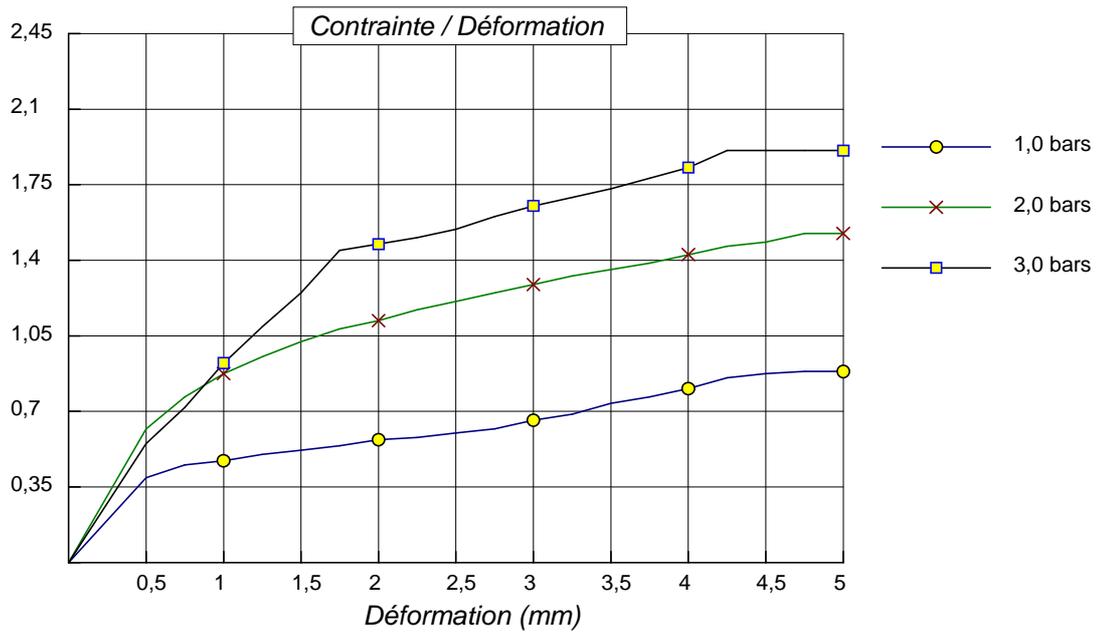
Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRAZ DOMAINIAL
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport : **Rév :**

Echantillon n° :
Sondage n° : SC04
Profondeur : 11,5/12
Matériaux :
Provenance :

Endroit de prélèvement :
Prélevé par :
Date prélèvement :
Reçu le :
Date essais : 01.02.17

Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1.200 mm/mn



Cohésion = 0,44 bars
 Frottement = 26,64 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,89$
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,52$
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,91$

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

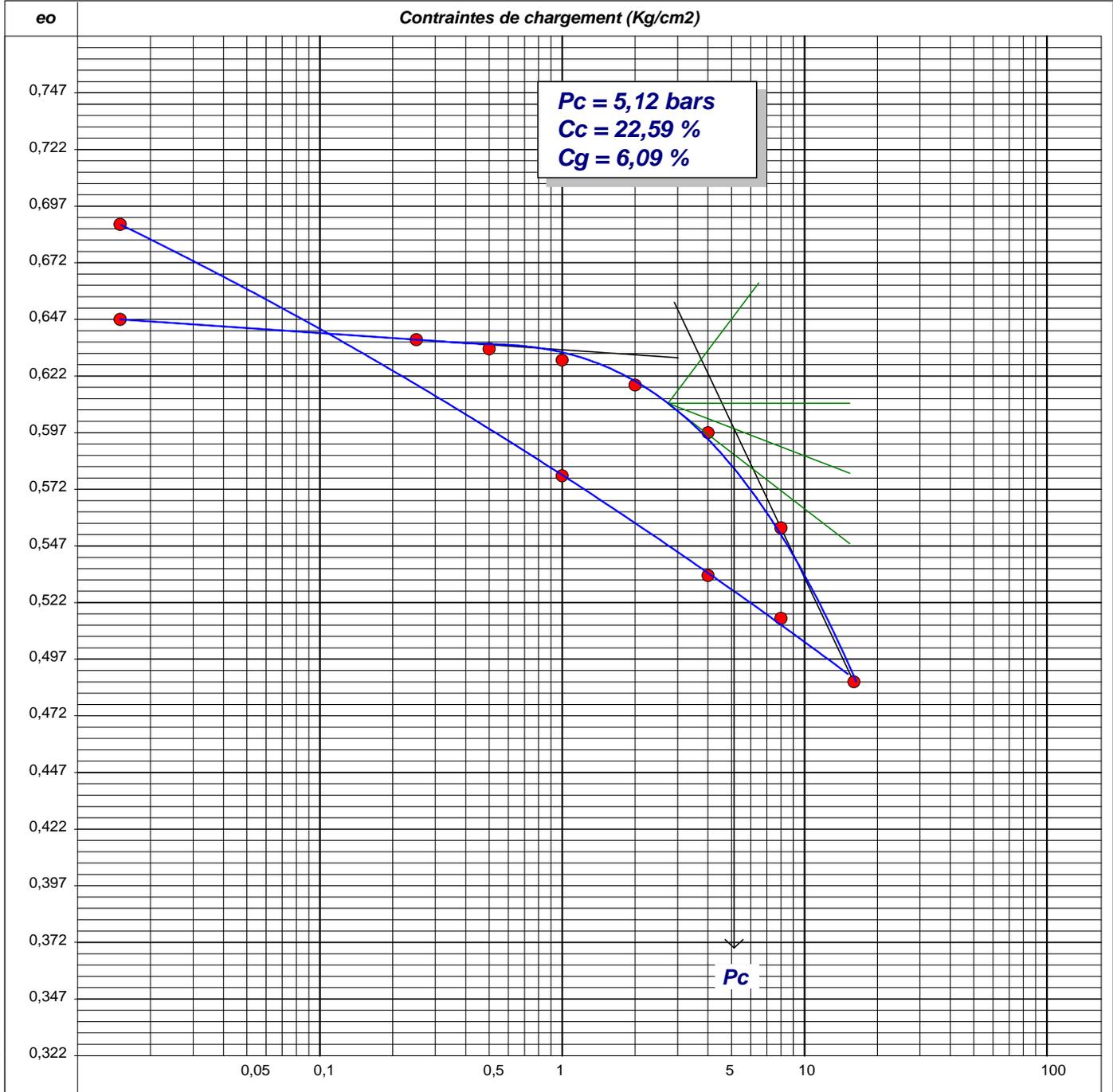
RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE
 XP P 94-090-1

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMAINIAL BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Echantillon n° :
 Sondage n° : SC02
 Profondeur : 8.3/8.9
 Matériaux :
 Provenance :

Endroit de prélèvement :
 Prélevé par :
 Date prélèvement :
 Reçu le :
 Date essais : 05.01.17



© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

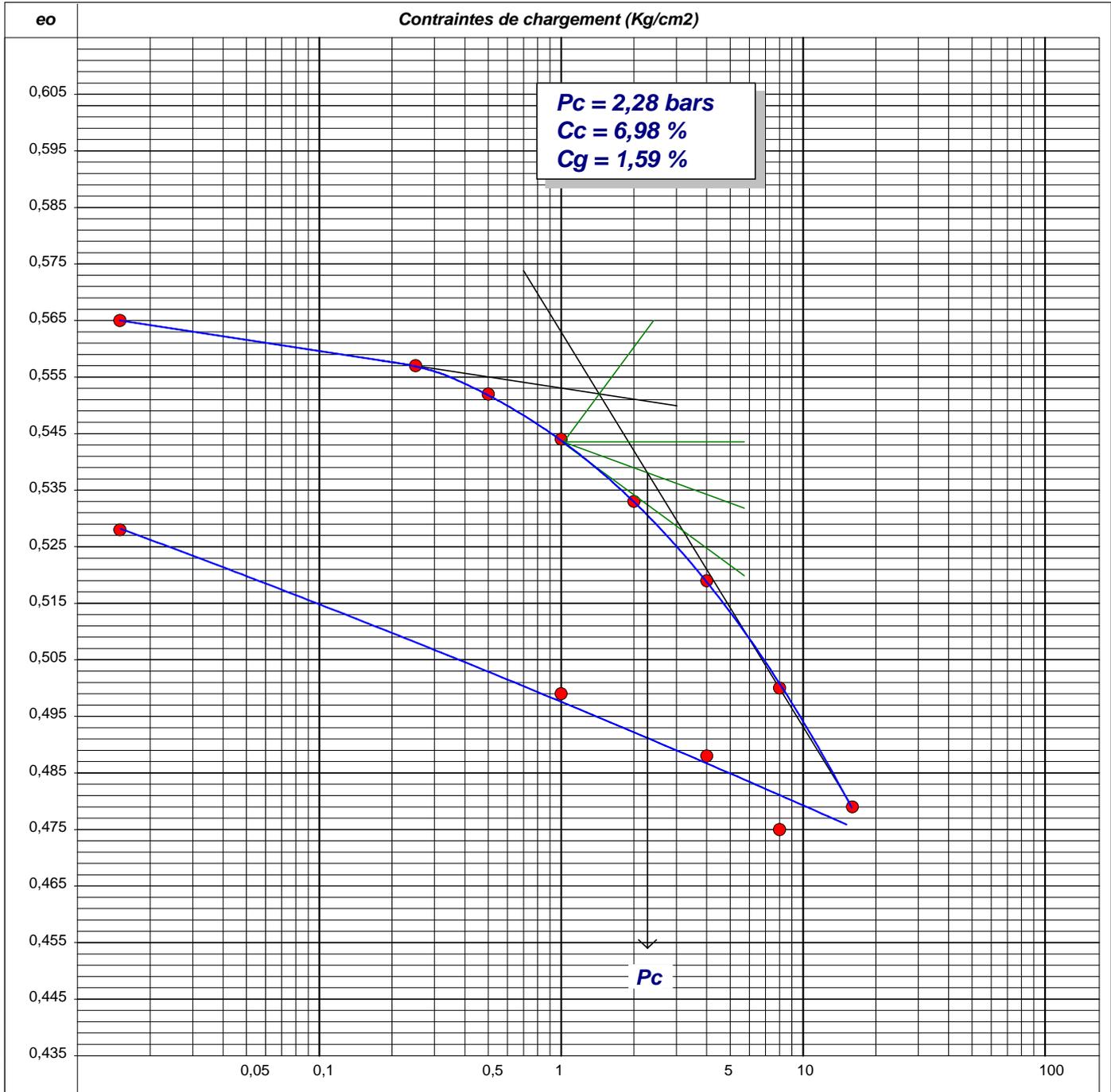
RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE
 XP P 94-090-1

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMAINIAL BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Echantillon n° :
 Sondage n° : SC03
 Profondeur : 4.6/5
 Matériaux :
 Provenance :

Endroit de prélèvement :
 Prélevé par :
 Date prélèvement :
 Reçu le :
 Date essais : 15.01.17



Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

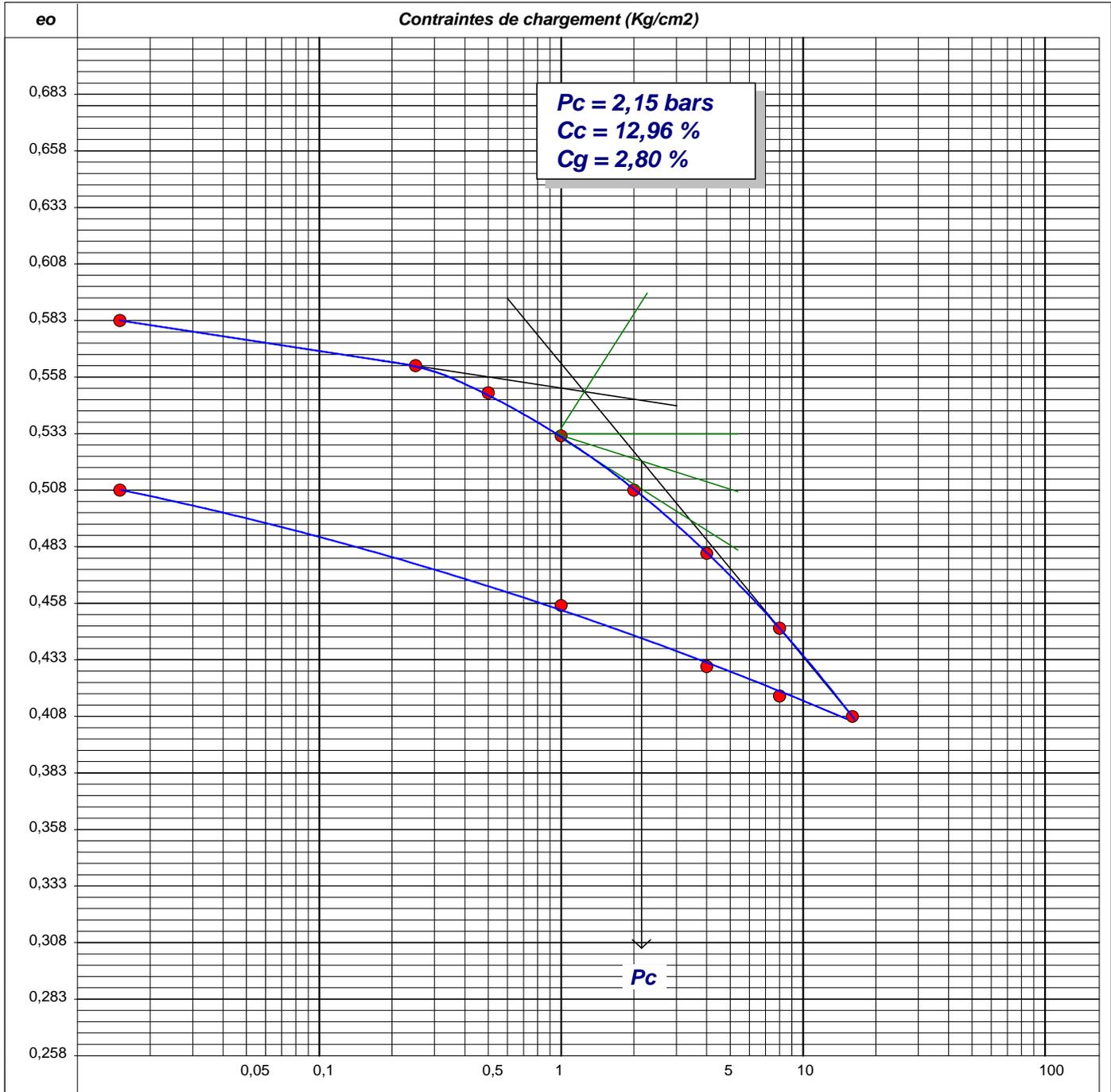
RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE
 XP P 94-090-1

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL DOMAINIAL BOUIRA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Echantillon n° :
 Sondage n° : SC03
 Profondeur : 6.5/6.9
 Matériaux :
 Provenance :

Endroit de prélèvement :
 Prélevé par :
 Date prélèvement :
 Reçu le :
 Date essais : 15.01.17



© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

Date :

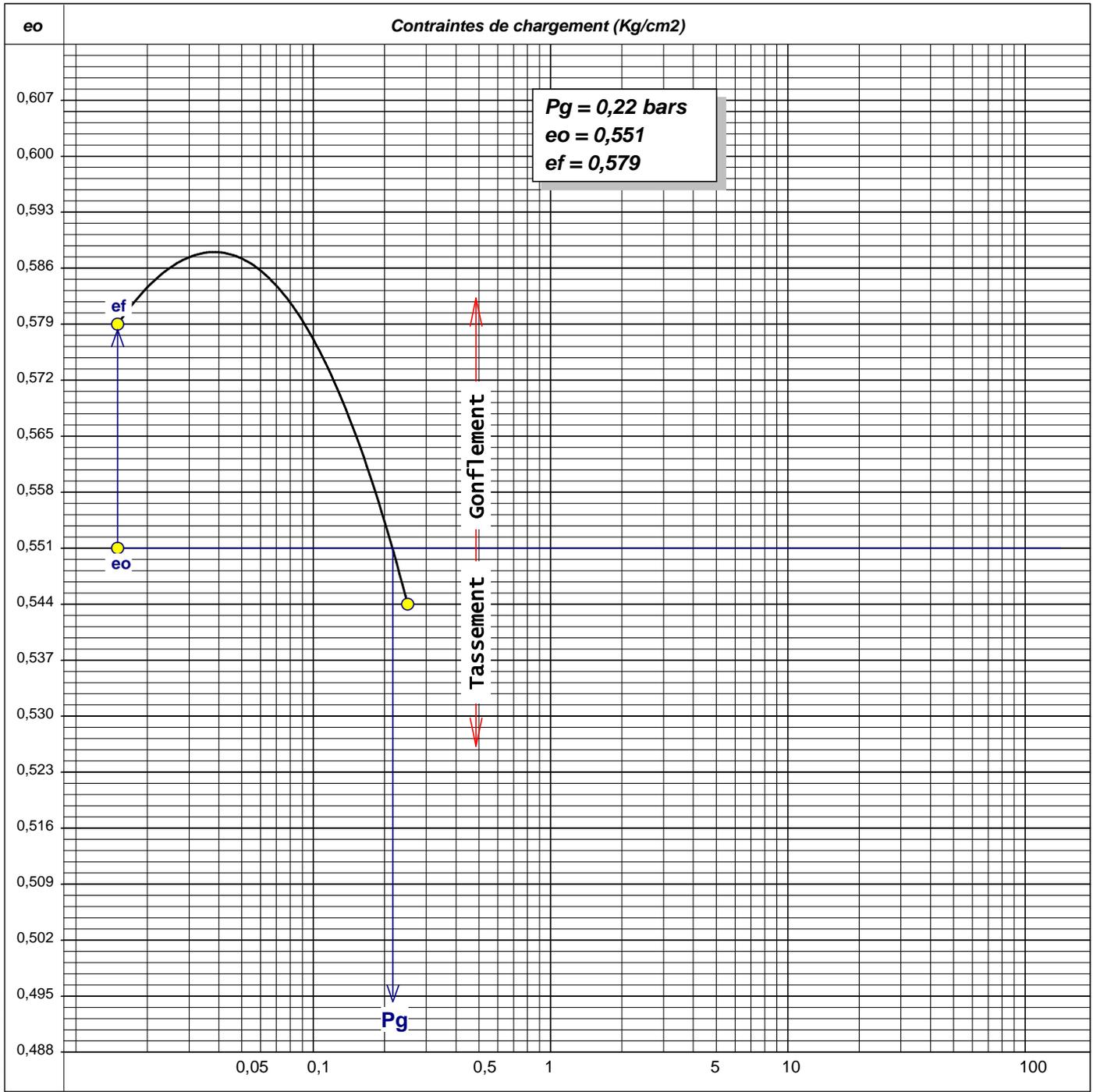
RAPPORT D'ESSAI GONFLEMENT LIBRE

Client :
Projet : 112/630 LOGTS AADL BOUIRA DOMINIA
Endroit :

N° Projet : 70/ES/16
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC03
Profondeur : 4.6/5
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 15.01.17

Diamètre échantillon: 70 mm
Poids échantillon sec : 131,5 g
Poids eau final : 27 g
Densité des grains (t/m³) : 2,65



© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par :

Date :

Approuvé par :

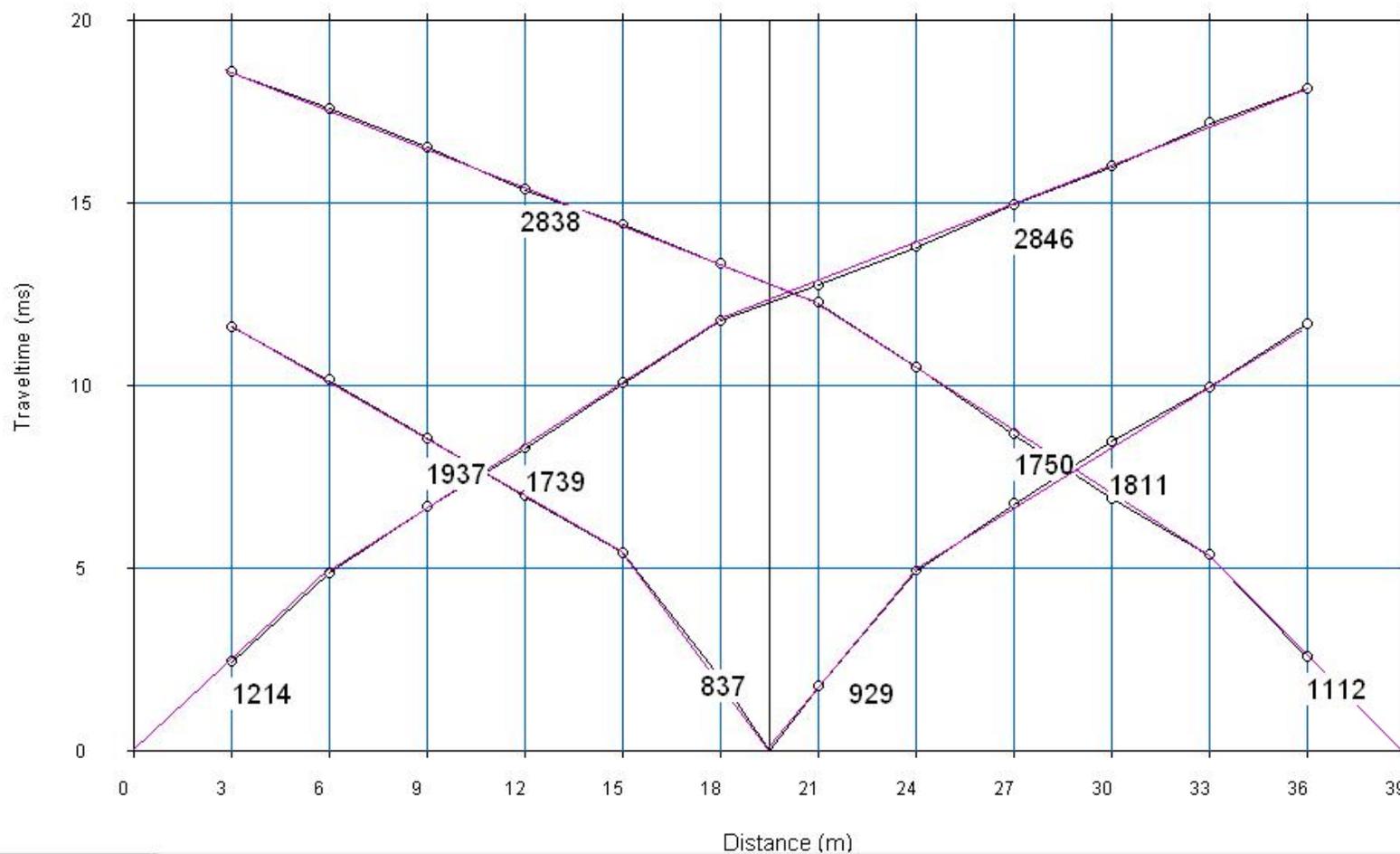
Date :

HODOCHRONES DES ONDES P

PROFIL SISMIQUE : PS1

LONGUEUR DU DISPOSITIF : 39 mètres

ESPACEMENT ENTRE GEOPHONE : 3 mètres



DATE : Février 2017

LIEU: Bouira

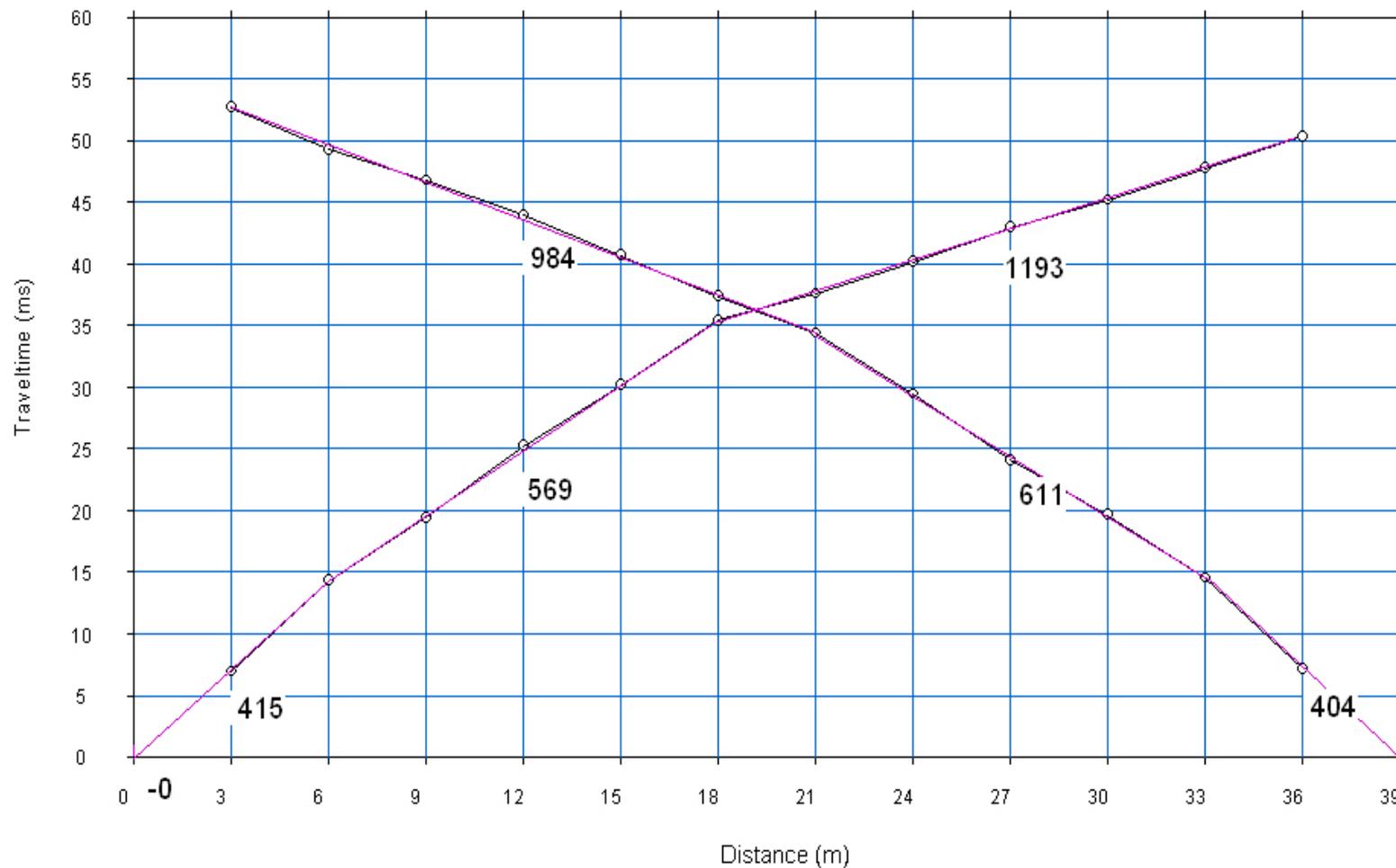
PROJET : R+5+SS

HODOCHRONES DES ONDES P

PROFIL SISMIQUE : PS1

LONGUEUR DU DISPOSITIF : 39 mètres

ESPACEMENT ENTRE GEOPHONE : 3 mètres



DATE : Février 2017

LIEU: Bouira

PROJET : R+5+SS

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(en cm²)

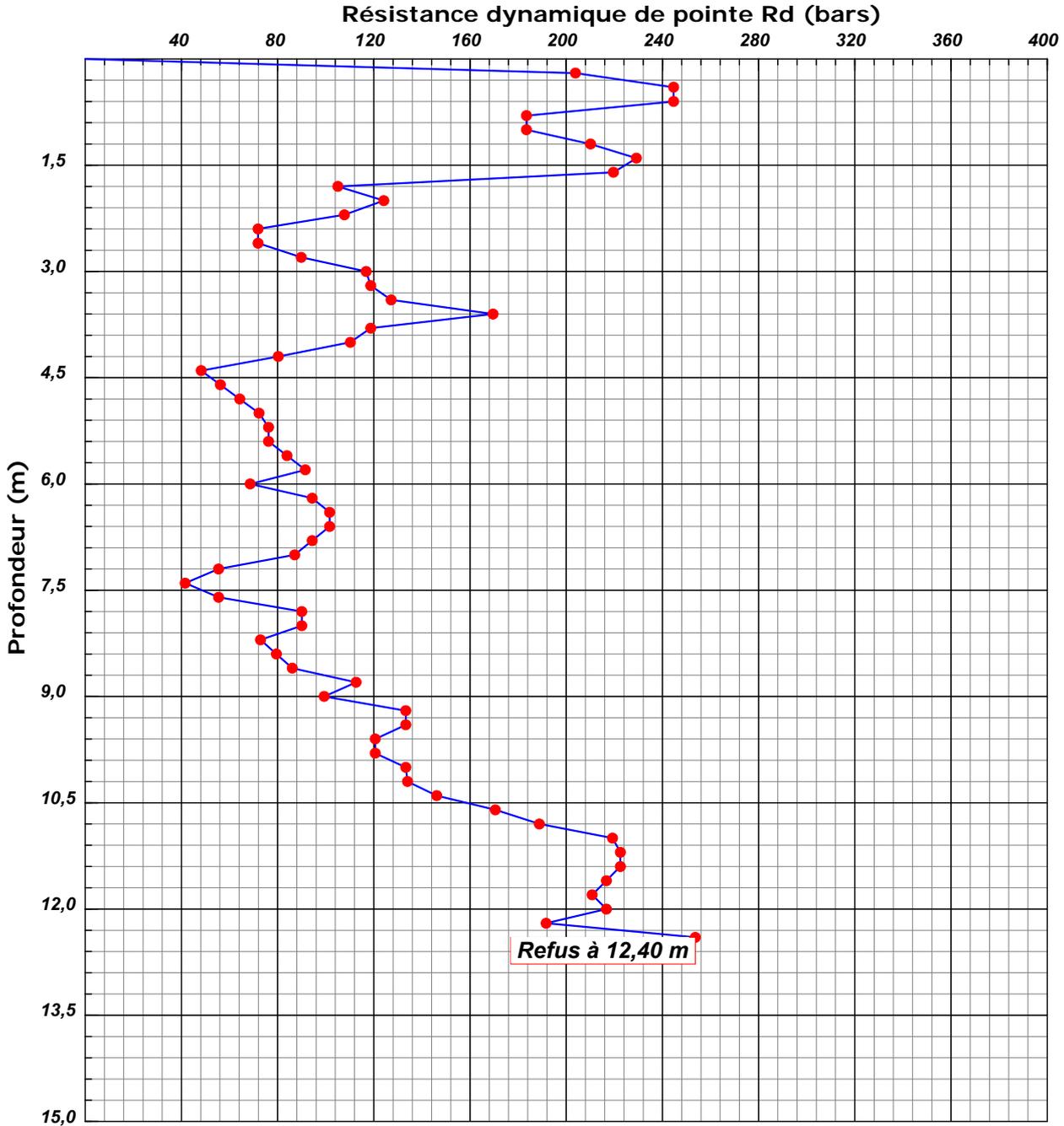
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Sondage Pressiométrique Ménard						Date	Dossier n°:70/ES/2016			
Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1						x	Sondage			
						y				
Lieu						z	SP 01			
						Inclinaison	Plan d'implantation			
						Orientation				
Cote ZN (m)	Profondeur (m/T.N.)	Coupe schématique du terrain	Eau	Matériels	Dates	Profondeur	Paramètres de forage (s)	Pression de fluage Pf (Mpa)	Pression limite Pl (MPa)	Module pressiométrique EM (MPa)
0.0	0	Remblais								
-1.0	1	Argile beige-marron graveleuse						1.28	2.56	111.0
-2.0	2							0.87	1.87	45.5
-3.0	3							1.03	2.12	47.9
-4.0	4							> 0.06	> 0.091	0.8
-5.0	5							1.11	1.82	39.0
-6.0	6	Marne beige plus au moins graveleuse						1.10	1.75	40.3
-7.0	7							1.21	1.89	24.1
-8.0	8							1.09	1.90	77.9
-9.0	9							1.43	> 2.11	60.7
-10.0	10							2.15	> 2.54	83.1
-11.0	11							1.36	> 1.95	180.3
-12.0	12									102.1
-13.0	13									
-14.0	14									
-15.0	15									
-16.0	16									
-17.0	17									
-18.0	18									
-19.0	19									
-20.0	20									
Observations						Organisme	Nom			
							Signature			



INTITULE : HÍ Á[*^ { ^ } o Á[&cc{ } Á^ } o ÁÍEÖŠÁ
 N°DOSSIER : 70/ES/2016
 LIEU : BOUIRA
 CLIENT : AADL BOUIRA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : PDL \$%
 Localisation : BOUIRA
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,5 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

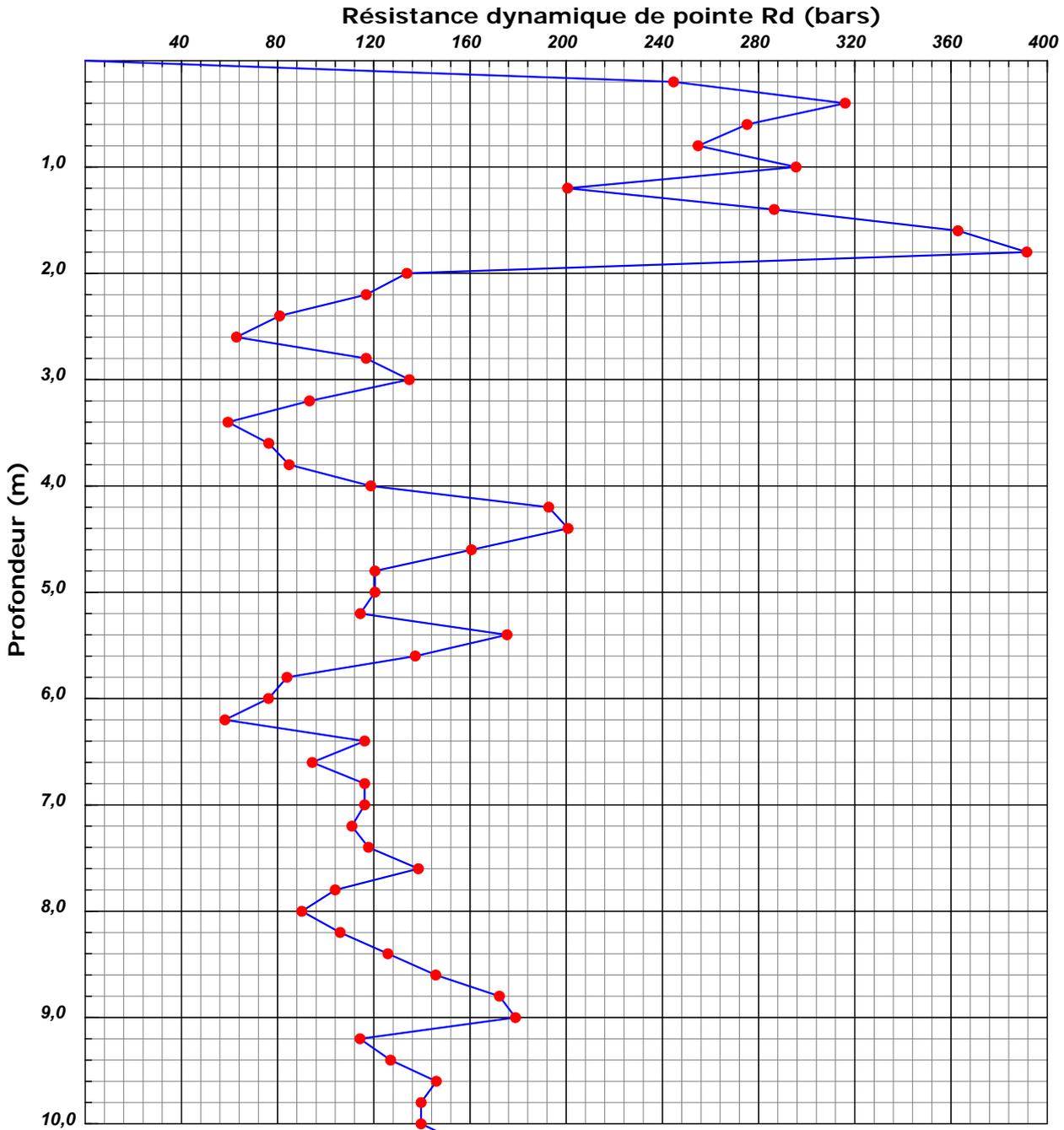
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : HÍ Á[*^ \ ^} o Á[& o o } Á ^} o Á AADL
 N°DOSSIER : 70/ES/2016ÁÁÁ
 LIEU : BOUIRA
 CLIENT : AADL BOUIRA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : PDL \$&
 Localisation : BOUIRA
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,5 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

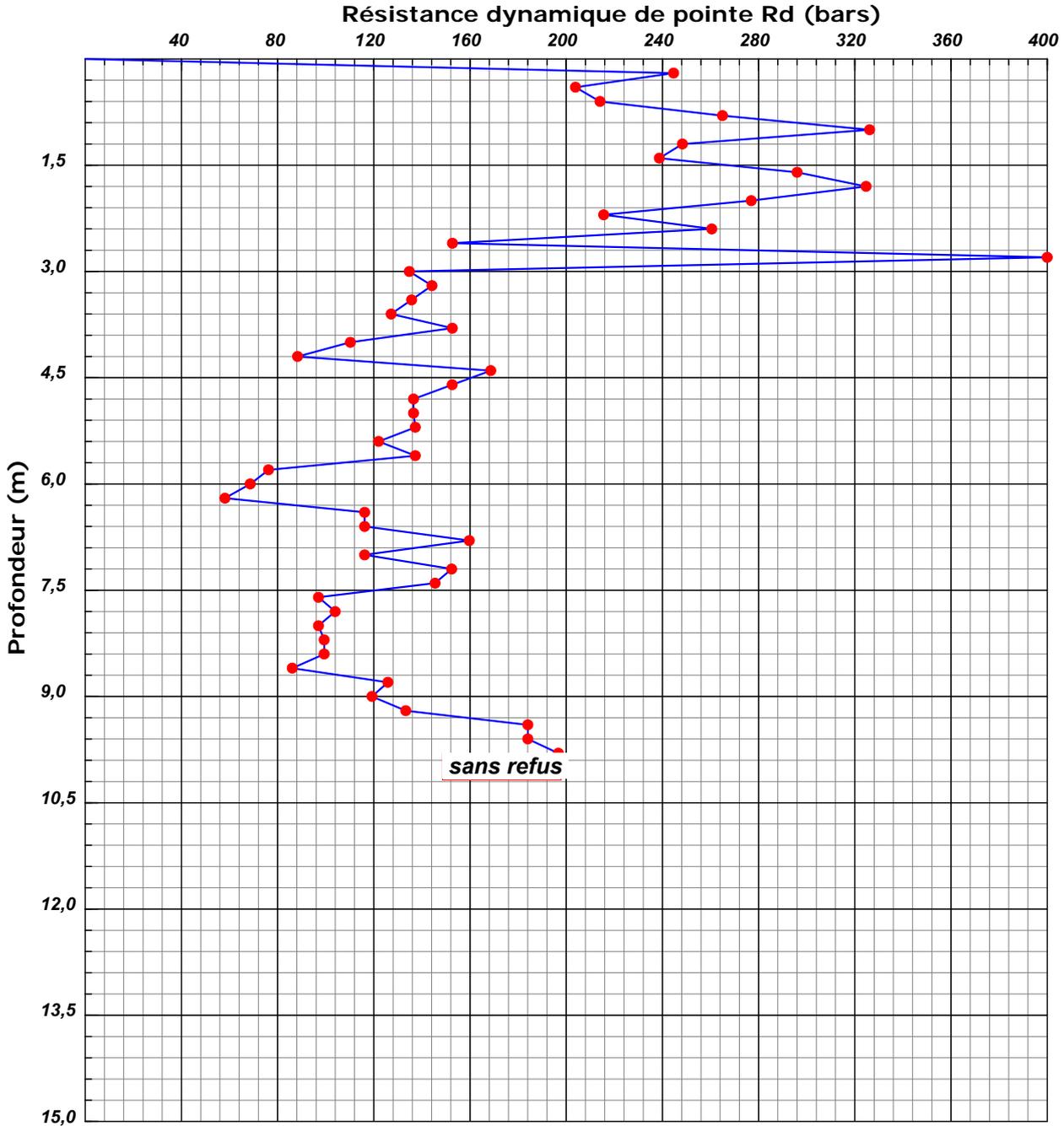
Refus à 11,80 m



LNHC

INTITULE : H A [* ^ { ^ } o A [& o e f } A ^ } o A I E O S A
 N°DOSSIER : 70/ES/2016
 LIEU : BOUIRA
 CLIENT : AADL BOUIRA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : PDL \$'
 Localisation : BOUIRA
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 23,5 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

CHAPITRE I

Généralités

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE IV

Etude dynamique et sismique

CHAPITRE V

ferraillages des éléments principaux

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VII

Etude géotechnique