

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED KHIDER BISKRA  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et hydraulique



Réf...../2015

جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

المرجع:...../2015

Mémoire de Master  
2<sup>ème</sup> Année  
Option: Calcul et Contrôle technique de construction

Thème

---

---

Etude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol à usage  
d'habitation contreventement mixte et suivi de chantier

---

---

Etudiante :

➤ *MESSAOUDI Amal*

Encadré par :

*M.FEMMEM Abla*

☞ *Promotion Juin 2015* ☞

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

Au terme de fin de mes études. je tiens sincèrement d'exprimer mes salutations les plus distinguées a mes tuteurs de l'université, il s'agit de monsieur le recteur et le chef département, pour le temps qu'ils ont consacres d'une directive précieuse pour la qualité de leurs devoirs pour la bonne marche de l'institut.

Mes profonds remerciements vont a mes encadreurs Mr : MACHKOURI Mohamed et son épouse FEMMEM Abla, qu'ils ont accepter d'encadrer chez eux durant cette période de mes études et qu'ils m'ont bien aidée et suivi avec grande conscience et large contentement.

Mes vifs remerciement s'adressent aussi a tout le personnel de l'université soit les professeurs ou cadres de l'administration, sans oublier aussi l'autres troupes de fonctionnaires , soit hommes et femmes de ménages .service de restauration . service d'entretien et agents de sécurité a ses nobles missions.

Mes remerciements vont aussi a toute personne ayant contribue de pres ou de loin a l'élaboration de mes études.

Mes remerciements vont aussi tout d'abord a mes parents qu'ils m'ont donnes le grand soutien et charges.

Mes remerciements vont aussi

## Dedicaces

بادئ ذي بدء الحمد لله عز وجل على ما وفقني إليه من عملي هذا  
فله الحمد أولا وله الحمد آخرا وله الشكر على كل شيء , ثم أهدي  
ثمرة دراستي إلى من أوصاني الله بهما بآدمنا **بجاءا** الحنونة الغالية ثم  
**أبي** الذي كان عوننا و سندا لي راجيا من الله عز و جل أن يحفظهما  
ويرحمهما كما ربياني صغيرا. هذا كما أهديها أيضا إلى **أمي الثانية**  
العزيزة و اعز إنسانه في حياتي جدتي .

أهديه أيضا إلى شقيقي **أيمن** وإلى أخواتي الغليات **لينا و هالة و**  
**راضية و صفاء و شويخة و نسيمه و ماجدة...**  
وإلى أبناء خالتي **سهيل و قيس و وليد...**

إلى جدتي إلى كل أعمامي و عماتي وأخوالي وخالتي الغليات.  
إلى كل صديقاتي وأصدقاء : **شهرة - إيناس - أسماء - إيمان - ريحانة**  
**- سعد دين - انس - عبد الحاتم - ياسين - صهيبة -**  
إلى كل أستاذتي و طلبة CTC.

إليك أنت أيها القارئ .

إليكم جميعا أهدي هذا العمل المتواضع .





## ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكّلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي و تسعة طوابق سكنية و الواقعة في الجزائر العاصمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية RPA99/version2003 رقم III من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية .  
أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر. و ذلك باستعمال البرنامج ( Robot )

## RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique d'une structure (R+9) contreventée mixte (portique+voile) à usage d'habitation.

La structure est implantée à Alger, zone de sismicité élevée (zone III). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul *ROBOT*.

# Sommaire

## Introduction Générale

### La première partie

#### Chapitre(I) : Contrôle de chantier

Introduction général .....	1
Introduction.....	2
I.1 Présentation du projet.....	2
I.2 Les différents acteurs du projet.....	3
I.3 Définition de chantier .....	3
I.4 Contrôle de chantier.....	3
I.4.1 Organisation de chantier.....	4
I.4.1.1 Plan d'installation de chantier.....	4
I.4.1.2 Rôle de l'installation de chantier .....	4
I.4.2 Installation du chantier et les équipements.....	6
Contrôle de béton: (en chantier).....	9
I.4.2.1 Les installations des postes.....	11
I.4.3 Contrôle des matériaux de construction.....	14
I.4.3.1 Contrôle de sable.....	14
I.4.3.2 Contrôle de Gravier.....	16
I.4.3.3 Contrôle de Ciment .....	17
II.1 Description du site.....	18
II.2 Le terrassement.....	18
II.3 Procédé d'excavation des fouilles.....	18
II.4 Le piquetage.....	19

II.5 Le traçage.....	19
II.6 Les chaises.....	19
III Contrôle de la fondation.....	20
III.1 Coulage du gros béton.....	20
III.2 Ferrailage des semelles et amorces poteaux.....	20
III.3 Coffrage et coulage du béton des semelles et amorces poteaux.....	21
III.4 Longrine .....	21
IV Contrôle des éléments de structure verticaux .....	22
IV.1 Poteaux.....	22
IV.2 Les Voiles .....	22
IV.3 L'ascenseur.....	23
V Contrôle des éléments de structures horizontales.....	23
V.1 Plancher.....	23
V.1.1 Corps creux.....	23
V.1.2 Dalle Plaine.....	24
V.2 Les poutres.....	24
V.3 L'escalier.....	25
VI Les travaux de CES.....	25
VI.1 Maçonnerie.....	25
VI.1.2 Les cloisons.....	25
VI.1.3 Les murs extérieurs.....	25

VI.2 Enduits.....	26
VI.3 Carrelage.....	26
Conclusion .....	27

## **La deuxième Partie : Etude d'un bâtiment**

<b>Chapitre(I) : Introduction générale.....</b>	<b>28</b>
<b>Chapitre (II) :</b> Pré dimensionnement et descente de charges.....	<b>37</b>
<b>Chapitre (III) : Ferrailage des éléments secondaires.....</b>	<b>56</b>
<b>Chapitre (IV) : Etude dynamique.....</b>	<b>93</b>
<b>Chapitre (V) : Ferrailage des éléments porteurs.....</b>	<b>118</b>
<b>Chapitre (VI) : Etude de l'Infrastructure.....</b>	<b>153</b>

**Conclusion**

**Bibliographique**

# Liste des figures

I –

**Fig. 1** : Le plan de situation.

**Fig. 2:** Panneau de chantier.

**Fig.3** : plan d'installation d'un chantier

**Fig.4** : plan suivre l'exécution

**Fig.5:** planning sur chantier

**Fig.6** : la grue

**Fig. 7** : pelle mécanique

**Fig8** : les camions de transport

**Fig. 9:** le camion citerne

**Fig.10:** la Bétonnière

**Fig.11:** la Centrale à béton

**Fig.12** : Le camion toupies

**Fig.13** : la Bétonnière

**Fig.14** : Des échantillons de béton

**Fig.15** : des échantillons après démoulage

**Fig.16** : appareille de la compression

**Fig.17** : Le cône d'abrams.

**Fig.18:** Après démoulage le cône.

**Fig. 19 :** l'essai de scléromètre

**Fig. 20 :** l'essai de l'ultrason

**Fig. 21 :** Stockage des aciers non façonnés

**Fig. 22:** Matériel de façonnage des aciers

**Fig. 23:** Stockage des éléments façonnés (poteaux, poutre)

**Fig. 24:** Coffrages

**Fig.25:** Stockage corps creux et brique.

**Fig.26:** Le diagramme de GANTT

**Fig.27 :** Équivalent de sable.

**Fig.28 :** analyse granulométrique

**Fig.29 :** Le Graphe d'analyse granulométrique

**Fig.30:** Le Sable stocké sur chantier de qualité acceptable

**Fig.31:** Le gravier.

**Fig.32 :** Appareil de los Angeles.

**Fig.33:** Stockage de ciment.

**Fig.34 :**Citerne eau de gâchage.

**II -**

**Fig.35 :** terrassement.

**Fig.36 :** Le piquetage.

**Fig.37 :** Le traçage.

**Fig.38 :** Les chaises pour matérialiser l'emplacement des semelles.

### III –

**Fig.39:** Coulage du gros béton.

**Fig.40 :** Ferrailage du radier nervuée.

**Fig.41 :** Coffrage et Coulage du béton des semelles.

**Fig.42 :** Coffrage des longrines.

**Fig.43:** décoffrage des longrines.

**Fig.44 :** Le remblai de la dalle.

### IV –

**Fig.45 :** Les poteaux.

**Fig.46 :** les voiles.

**Fig.47:** L'ascenseur.

### V -

**Fig.48 :** planche après le coulage.

**Fig.49 :** Dalle Plaine.

**Fig.50 :** Les poutre.

**Fig. 51:** L'escalier.

**Fig52 :** Mur en maçonnerie.

**Fig.53:** murs extérieur.

**Fig. 54:** enduit intérieur.

**Fig.55:** le carrelage.

# Liste des abréviations et symboles

<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
<b>An</b>	Coefficient de minoration.
<b>B</b>	Facteur de comportement de la structure ; aire d'une section de béton.
<b>BAEL</b>	Béton armé à l'état limite.
<b>Br</b>	Section réduite du béton.
<b>C</b>	Centre de flexion.
<b>C<sub>d</sub></b>	Coefficient de pression dynamique.
<b>C<sub>pe</sub></b>	Coefficient de pression extérieur.
<b>C<sub>pi</sub></b>	Coefficient de pression intérieur.
<b>C<sub>frj</sub></b>	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
<b>D<sub>i</sub></b>	Facteur d'amplification dynamique.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation instantanée du béton.
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation différée du béton.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>e</b>	Epaisseur, excentricité.
<b>FP</b>	Fissuration préjudiciable
<b>FTP</b>	Fissuration très préjudiciables.
<b>G</b>	Charge permanente, module d'élasticité transversale.
<b>g</b>	Largeur de la marche.
<b>H</b>	Hauteur totale du bâtiment.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>I<sub>e</sub></b>	Inertie équivalente.
<b>i</b>	Inertie du linteau.
<b>I<sub>l</sub></b>	Inertie des voiles longitudinaux.
<b>I<sub>t</sub></b>	Inertie des voiles transversaux.
<b>K</b>	Rigidité.
<b>K<sub>s</sub></b>	Coefficient du site.



<b>L</b>	Portée.
<b>M</b>	Moment, masse.
<b>M<sub>0</sub></b>	Moment en travée isostatique.
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment en travée de la poutre considérée.
<b>M<sub>ap</sub></b>	Moment sur appuis.
<b>M<sub>u</sub></b>	Moment ultime.
<b>N<sub>G</sub></b>	Effort normal développé par les charges permanentes.
<b>N<sub>Q</sub></b>	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime.
<b>n</b>	Nombre de niveaux.
<b>P, W</b>	Poids
<b>Q</b>	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
<b>q</b>	Densité de charge répartie.
<b>q<sub>10</sub></b>	Pression dynamique de base du vent.
<b>q<sub>H</sub></b>	Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H.
<b>R</b>	Réaction.
<b>RPA</b>	Règlement parasismique Algérien.
<b>[S<sub>T</sub>]</b>	Matrice de souplesse distorsionnelle.
<b>S</b>	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
<b>St</b>	Espacement entre armatures.
<b>T</b>	Effort tranchant, période.
<b>U<sub>e</sub></b>	Périmètre.
<b>V</b>	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
<b>V<sub>l</sub></b>	Voiles longitudinales.
<b>V<sub>t</sub></b>	Voiles transversales.
<b>X<sub>ej</sub>, Y<sub>ej</sub></b>	Coordonnées du centre de torsion à l'étage « j » par rapport à un repère d'axe Parallèle aux directions principales du bâtiment (ox, oy).
<b>a</b>	Côte du poteau carré.
<b>b</b>	Largeur de la poutre.
<b>f</b>	Flèche.
<b>f<sub>bu</sub></b>	Contrainte admissible de flambement.
<b>f<sub>ej</sub></b>	Résistance à la compression.
<b>f<sub>tj</sub></b>	Résistance à la traction.
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite élastique de l'acier.
<b>I<sub>f</sub></b>	Longueur du flambement.

$\alpha$	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
$\gamma$	Poids volumique,
$\beta$	Coefficient de majoration dynamique.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
$\delta$	Coefficient de dimension, déplacement.
$\varepsilon$	Déformation relative du béton comprimé.
$\varepsilon_b$	Déformation relative de l'acier tendu.
$\eta$	Coefficient de fissuration.
$\lambda$	Coefficient d'élanement.
$\mu_r$	Moment résistant.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression de béton.
$\sigma_{bc}$	Contrainte limite de service du béton.
$\sigma_s$	Contrainte dans l'acier.
$\sigma_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\nu$	Coefficient de poisson.



## **Introduction Générale:**

A fin réaliser mon projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master 2 en Génie civil ; option (calcul et contrôle technique des constructions), mon travail est décomposé de deux parties,

Outre l'introduction générale, ce mémoire est divisé en deux parties, la première partie est consacrée au suivi de chantier de réalisation des bâtiments à usage d'habitation 300 log situés à Ain Beniane Alger alors la deuxième partie est réservée au calcul la structure de ces bâtiments composée d'un sous sol, Rez de chaussée et neuf étages.

Dans la première partie, ce travail consiste à effectuer des visites sur terrain afin de examiner les différentes étapes de réalisation d'un bâtiment de suivre presque toutes les étapes des travaux de chantier à savoir ; l'installation de chantier, l'implantation, les terrassements, pour cette dernière la réalisation des fondations, des poteaux et des poutres et des planchers ainsi que les travaux des CES (maçonnerie, enduits, revêtements de sol).

On s'est intéressé aussi aux matériaux utilisés (qualité, conservation et pose), les granulats, les liants (ciment, plâtre ...), le mortier, l'acier utilisé comme armatures, le coffrage. Dans ce cadre, et pour contrôler la qualité des matériaux, on a procédé à quelque essai : l'équivalent de sable, l'analyse granulométrique.

Ensuite, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT Particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

# **PARTIE I :**

## **Contrôle de chantier**



## Introduction :

Dans cadre de mon projet de fin d'étude à mon profil, je me suis penchée et basée sur l'étude et suivie d'une construction d'un bâtiment à plusieurs niveaux dont : un sous sol et neuf (09) étages.

### I.1 Présentation du projet :

Le projet des «300 Logements participatifs » a Ain Benian est composé de quatre blocs chaque bloc es composé de neuf ( 09) étages avec sous sol le choix de ce projet est fait vu la situation du projet situé en zone III et la hauteur des bâtiments dépassant les 30,06m, Le délai du projet dépasse la durée de notre intervention sur chantier (délai de 36 mois).

#### ❖ Le plan de situation :



Fig. 1 : Le plan de situation.



- ❖ Panneau décrivant l'intitulé du projet :



**Fig. 2:** Panneau de chantier.

## **I.2 Les différents acteurs du projet**

**Maitre d'ouvrage :** Direction du logement et des équipements publics de la wilaya d'Alger

**Promoteur :** BATIGEC immobilière.

**Maitre d'œuvre :** B.E.T SET plus Cheraga.

**Projet :** 300 logements sociaux participatifs (LSP) Ain Benian.

**Contrôle technique :** C.T.C d'Alger .

**Laboratoire d'étude de sol :** LTP Centre.

## **I.3 Définition de chantier :**

C'est à la fois le lieu où l'on va construire notre ouvrage et dans lequel on s'installe un chantier limité dans l'espace et dans le temps.

## **I.4 Contrôle de chantier:**

Le contrôle technique construction de chantier a pour principal objectif de contribuer à la prévention en assurant sur chantier l'application des bonnes règles construction .



### **I.4.1 Organisation de chantier :**

C'est une demande qui impose un rythme de travail adéquat et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher :

- La rapidité.
- La qualité.
- L'économie.

#### **I.4.1.1 Plan d'installation de chantier:**

- Un plan d'installation de chantier est généralement établi à partir d'un plan de masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier. Il sert aussi à obtenir:
  - Les autorisations d'installations de grues, de survol des grues sur les terrains ou les bâtiments voisins, de travaux sur la voie publique, de déviation de voie, etc.
  - Les autorisations d'installer le chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des **services de l'inspection du travail.**

#### **I.4.1.2 Rôle de l'installation de chantier**

1. Organiser le déroulement des travaux:
2. Ordonner le chantier: Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels), Améliore la sécurité : humaine + matériel et Améliore la qualité.
3. Positionner les éléments: Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

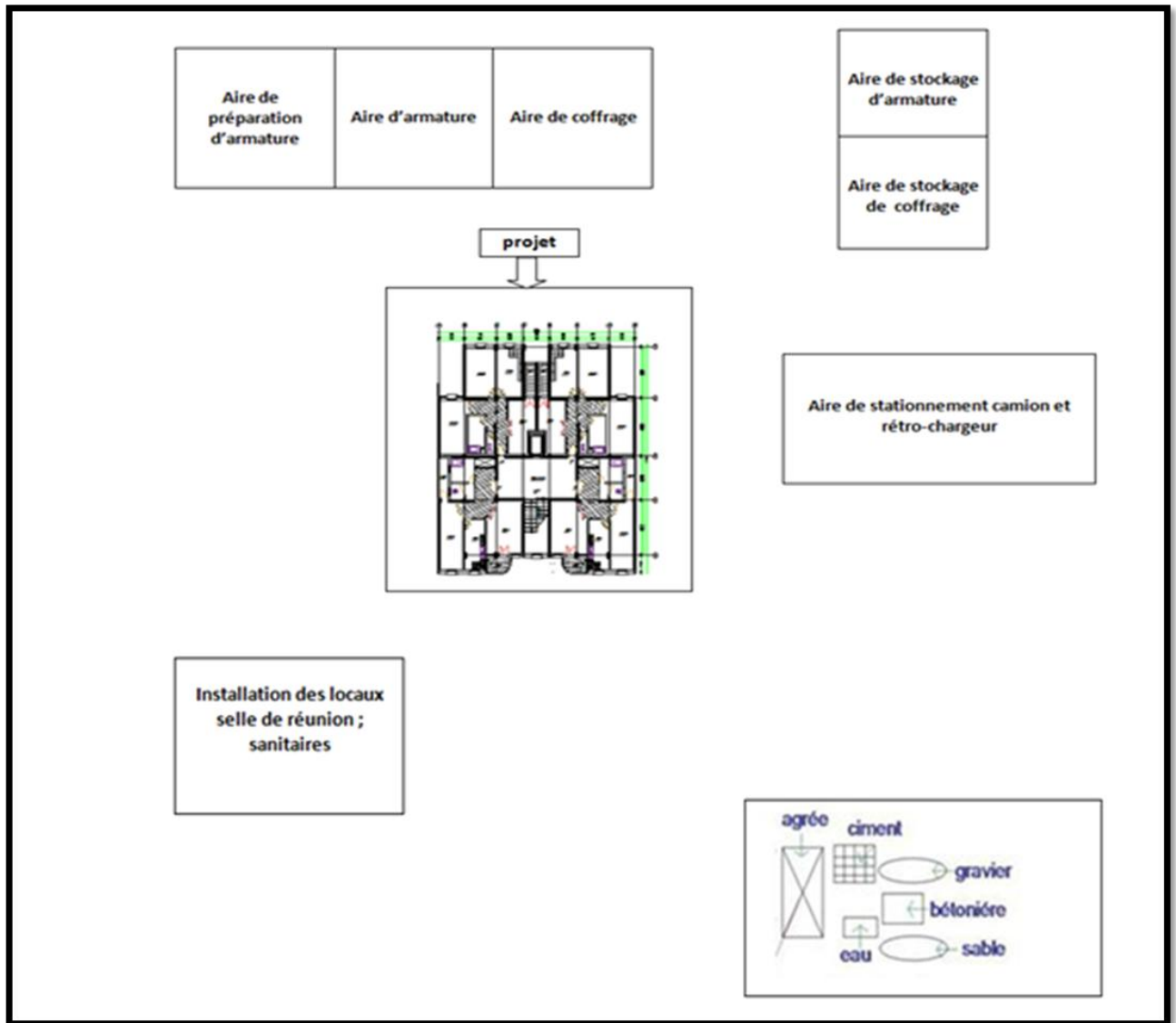


Fig.3 : plan d'installation d'un chantier



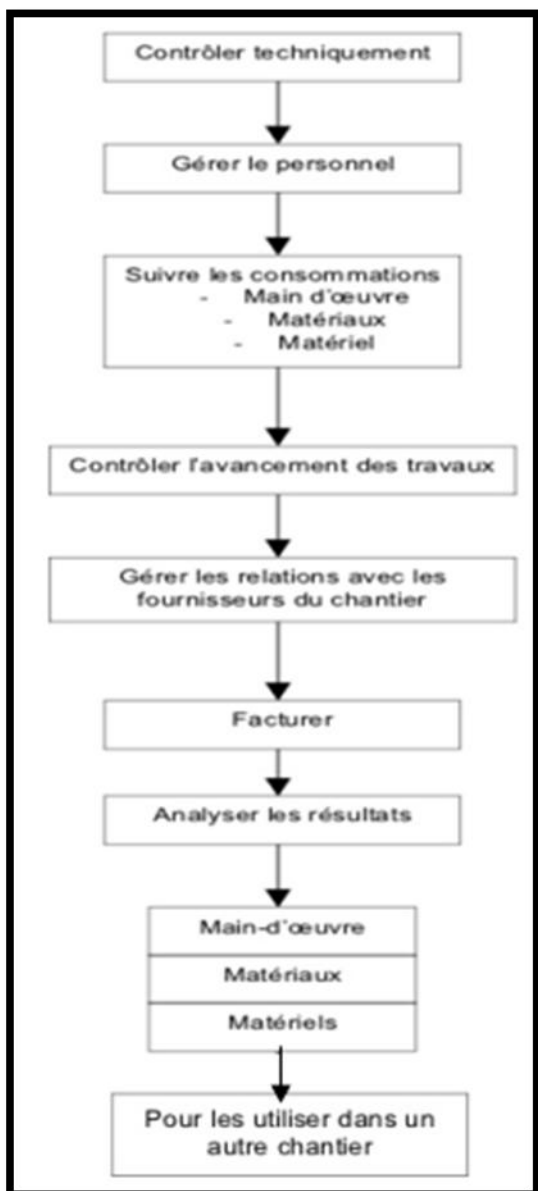


Fig.4 : plan suivre l'exécution

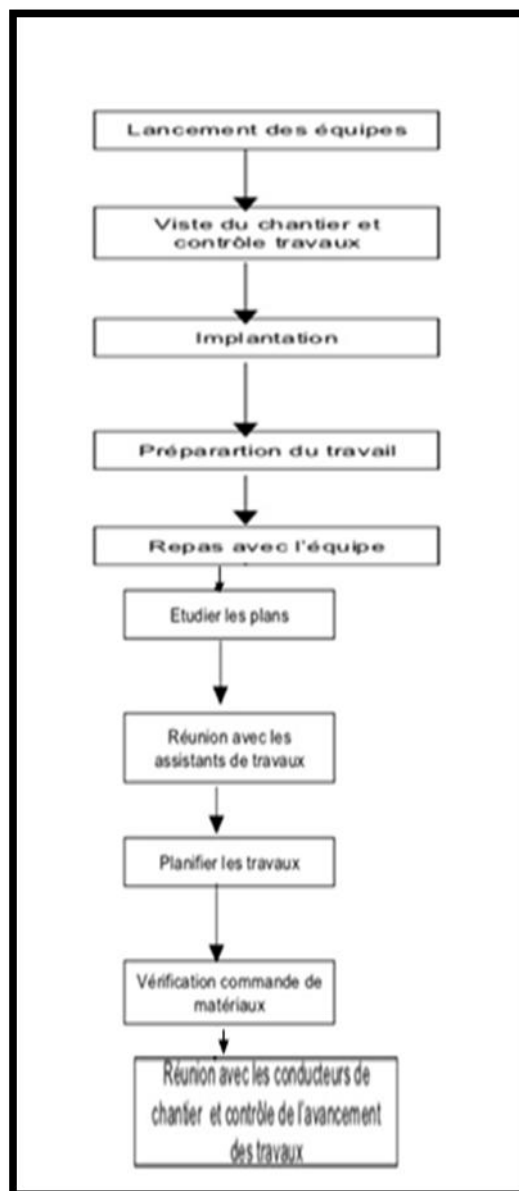


Fig.5: planning sur chantier

#### **I.4.2 Installation du chantier et les équipements:**

Dans la première phase d'organise l'intervention des équipes conformément au plan d'organisation du chantier emplacement des équipements nécessaires à la réalisation du chantier:

- stockage des matériaux, respect des zones de circulation et des postes de travail.
- le personnel (bureau et atelier de façonnage de ferrailage)

Contrôle de matériaux :

- Les matériaux seront soumis aux contrôles du surveillant aussi bien sur les lieux d'extraction ou de production que sur chantier.



Le surveillant a un pouvoir d'ordonner par écrit :

- Le refus et l'enlèvement du chantier, dans un délai prescrit, de tous matériaux non conformes aux prescriptions technique ;

- Le remplacement de ces matériaux par d'autres convenables et appropriés.

• Nous allons aborder certains des équipes des moyens que nous utilisons pour travailler sur les chantiers sont les suivants:

❖ **L'engin de levage (grue):**

Une grue de chantier est un appareil de

Levage utilisé dans le domaine de Construction pour déplacer des charges.



**Fig.6 :** la grue

❖ **L'engin d'excavation (pelle mécanique) :**

Pour excaver les fouilles et de réaliser le remblai et terrassement au chantier



**Fig. 7 :** pelle mécanique.

❖ **Les camions du transport :**

Le camion de chantier est un véhicule routier habilité à circuler sur la voie publique mais qui possède les qualités suffisantes pour passer le matériel dans le chantier.



**Fig8** : les camions de transport

❖ **Le camion citerne :**

En général c'est une Citerne spécialisée pour certaines matières ou substance : Eau pour la confection du béton...;etc ,

Le Camion Citerne est un véhicule tout désigné pour le transport de matières sensibles.



**Fig. 9:** le camion citerne

❖ **La Bétonnière :**

Une bétonnière est une machine servant à malaxer les différents constituants du mortier (ciment ou chaux, sable, eau).



**Fig.10:** la Bétonnière



➤ Sur le chantier le transport du béton entre la centrale (ou le camion toupie) et l'ouvrage se fait à l'aide d'une pompe (fixe ou sur camion) ou d'une benne à béton levée à l'aide d'une grue :



**Fig.11:** la Centrale à béton.

**Fig.12 :** Le camion toupies.

**Fig.13 :** la Bétonnière

➤ **Contrôle de béton: (en chantier)**

Le contrôle du béton par la méthode non destructive combinée permet d'atteindre une meilleure précision des résultants.

• **contrôle des matériaux :**



**Fig.14 :** Des échantillons  
De béton



**Fig.15 :** des échantillons  
après démoulage



**Fig.16 :** appareil de la  
compression

**Fig.:** Essai de contrôle de la qualité de béton





**Fig.17 :** Le cône d'abrams.



**Fig.18:** Après démoulage le cône.

- **Essais non destructifs :**

Est un ensemble de méthodes qui permettent de caractériser l'état d'intégrité de structures ou de matériaux, sans les dégrader, soit au cours de la production, soit en cours d'utilisation, soit dans le cadre de maintenances. On parle aussi d'essais non destructifs ou d'examen non destructifs, parmi les appareils sont utilisés à la fois par les laboratoires et par les chantiers :

1. **Le scléromètre :**

est destiné pour la définition de la dureté du béton des ouvrages et produits en béton armé par la méthode de résilience au choc.



**Fig. 19 :** l'essai de scléromètre

2. **L'ultrason :**

- L'ultrason est essai non destructif, il est destiné surtout pour tester homogénéité du béton car les résultats dépend de la formulation de béton de la densité, de la porosité, de l'humidité...
- L'utilisation des ultrasons est très variée et est fonction de leur fréquence: diagnostic médical...



Fig. 20 : l'essai de l'ultrason

#### I.4.2.1 Les installations des postes:

##### ❖ Poste de ferrailage :

Sont livrées découpées et formées selon les plans d'exécution.



Fig. 21 : Stockage des aciers non façonnés

Matériel de coupage et de façonnage des aciers: cisaille, codeuses, griffes, cintreuses.



Fig. 22: Matériel de façonnage des aciers



- Aire de stockage des armatures en attente de mise en place.
- Aire de stockage où s'opèrent l'ensemble des éléments façonnés (sur tréteaux ou chevalets)



**Fig. 23:** Stockage des éléments façonnés (poteaux, poutre)

❖ **Post de coffrage :**

Le coffrage a pour but de réaliser des ouvrages aux formes définies par la surface interne du coffrage.



**Fig. 24:** Coffrages

- Aire de stockage des corps creux et brique.



**Fig.25:** Stockage corps creux et brique.





## Planning des travaux :

Le Planning est un tableau comportant des données importantes à une entreprise qui peuvent être fixes ou qui évoluent. Il peut être de différentes formes pour différents usages. Le planning est une fonction d'ordonnancement qui a pour mission de :

- Préparer le travail.
- Organiser.
- Programmer.
- Lancer.

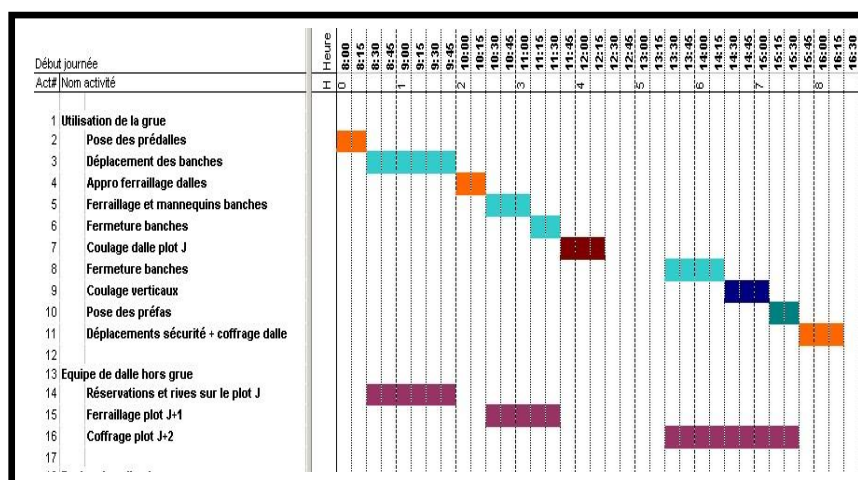


Fig.26: Le diagramme de GANTT.

### I.4.3 Contrôle des matériaux de construction:

Le Laboratoire a pour objet d'exécuter tous essais, analyses études et contrôles concernant les sols de fondation et les matériaux utilisés dans le Bâtiment et les Travaux Publics, de réaliser toutes études et recherches expérimentales tendant à favoriser le progrès de la construction, de contribuer à l'information et à l'enseignement technique sur toutes les matières de sa compétence.

#### I.4.3.1 Contrôle de sable:

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0,063 (silt) et 2 mm

- **Équivalent de sable :**

L'essai d'équivalent de sable permet de mesurer leur propreté, cet essai est généralement utilisé pour les sables destinés au béton, alors que l'essai au bleu de méthylène est souvent utilisé pour les sables présents dans les graves.





Fig.27 : Équivalent de sable.

- **Analyse granulométrique :**

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes.

Les masses des différents refus et tamisât sont rapportée à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.

**Matériel utilisé :**

- les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue

La norme actuelle (EN 933-2) préconise, pour l'analyse granulométrique, la série de tamis suivante en (mm): 0.063 , 0.125 , 0.50 , 1 , 2 , 4 , 8 , 31.5 , 63 , 125.



Fig.28 : analyse granulométrique

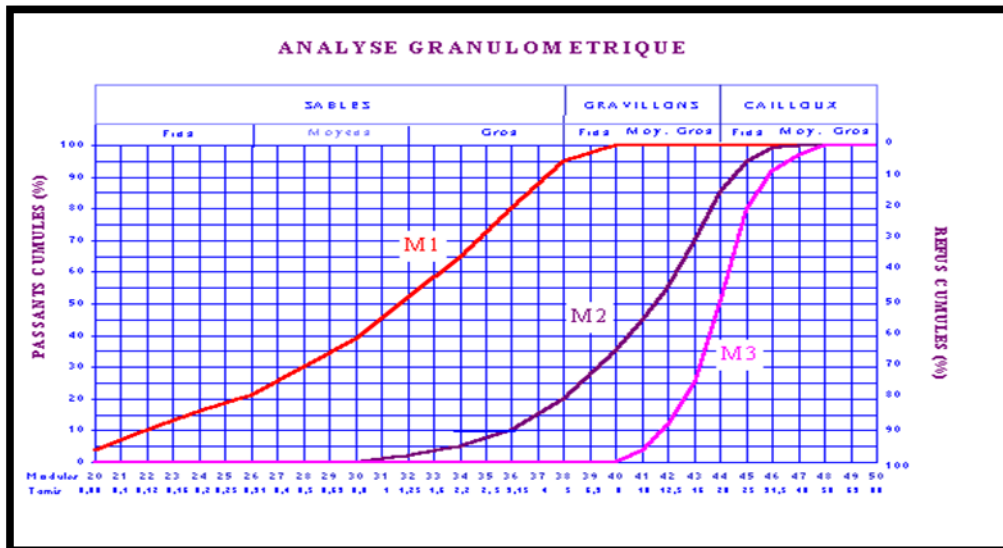


Fig.29 : Le Graphe d’analyse granulométrique



Fig.30: Le Sable stocké sur chantier de qualité acceptable

**I.4.3.2 Contrôle de Gravier:**

Élément de quelques millimètres, appartenant à la classe des rudites, que l’on rencontre dans les roches sédimentaires détritiques meubles. Les dimensions limites admises vont, selon les classifications, de 1 ou 2 mm à 15 ou à 30 mm, voire plus.



Fig.31: Le gravier



L'essai utilisé de Contrôle de Gravier :

- **Los Angeles :**

Au niveau du chantier, on aussi vérifier la qualité du gravier à l'œil en assurant qu'il ne contient pas des impuretés indésirables qui peuvent interagir avec du ciment. Pour se débarrasser de la poussière le gravier devrait être pulvérisé avec de l'eau

**Matériel utilisé :**

La machine Los Angeles comporte un cylindre creux en acier de  $12 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$  d'épaisseur; fermé à ses deux extrémités ; ayant un diamètre intérieur de  $711 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$  et une longueur intérieure de  $508 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ .



**Fig.32 :** Appareil de Los Angeles

**I.4.3.3 Contrôle de Ciment :**

Le ciment est contrôlé en fonction de la source et le type et la date de production ; employé surtout pour les bétons de fondation ou faiblement sollicité. Il résiste très bien à l'action des eaux sulfatées.



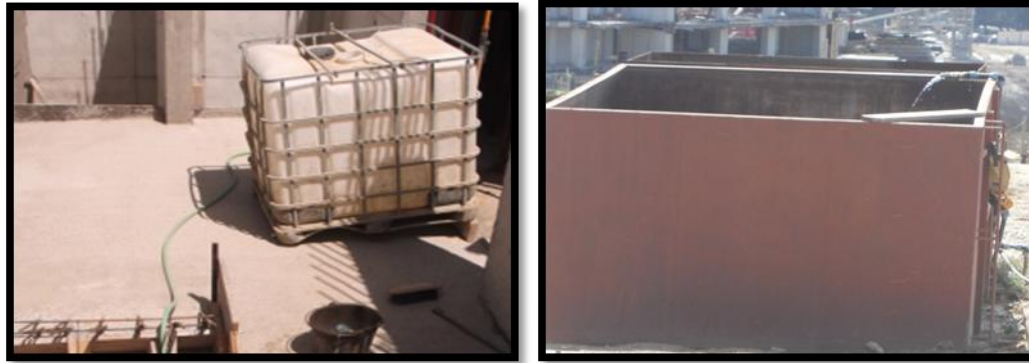
**Fig.33:** Stockage de ciment

**I.4.3.4 Contrôle de gâchage d'eau:**

Le contrôle de la quantité d'eau de gâchage peut se faire plus simplement et exactement en déterminant la densité du béton frais. Le volume de l'eau de gâchage



peut en effet se calculer sans difficulté si l'on connaît les poids spécifiques du ciment et du ballast ainsi que la densité du béton frais compact.



**Fig.34** :Citerne eau de gâchage.

- Implantation est l'art de passer du plan, qu'il soit informatisé ou papier, au terrain. Il s'agit de matérialiser sur le terrain le tracé, l'axe ou les limites d'un projet informatique ou papier ; Les coordonnées des points à implanter peuvent être calculées au préalable et transférées dans un tachéomètre ou un différentiel pour faciliter le travail sur le terrain
  - Repérage et vérification des points et niveaux de base avant l'arrivée de l'entreprise :
- En présence de l'entrepreneur, ou de son représentant accrédité, le surveillant devra indiquer l'emplacement des repères de base ;
  - Etablissement d'un procès-verbal, contre-signé par l'entrepreneur de la prise en charge des repères de base par l'entreprise ;
  - Implantation des ouvrages par l'entreprise à partir des points de base, sous le contrôle du surveillant.

## **II.1 Description du site :**

### **❖ La situation :**

D'un objet à la surface de la Terre équivaut à sa position. Il s'agit de repères désignés par convention à l'aide d'un système de références explicites, celui des coordonnées géographiques (latitude, longitude).

### **❖ La Topographie :**

Regroupe la science et les techniques qui ont pour objectif essentiel la représentation graphique ou numérique, à échelle exacte, au moyen de signes conventionnels, du terrain naturel et de ses aménagements (configuration du sol).





## **II.2 Le terrassement :**

C'est un travail consistant à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits...) dans divers buts. Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.



**Fig.35 :** terrassement

## **II.3 Procédé d'excavation des fouilles :**

est un creusement réalisé dans le sol, en général après décapage de la terre végétale. Elle fait partie des travaux de terrassement et destinée à être remplie par le béton des semelles de fondation. Les fouilles sont destinées aux applications suivantes :

Réalisation des fondations ;

Dégagement des volumes des sous-sols ;

Pose des canalisations.

## **II.4 Le piquetage :**

Consiste à reporter sur le terrain l'axe ou les limites des ouvrages ou des propriétés suivant un plan d'implantation.



**Fig.36 :** Le piquetage.



## **II.5 Le traçage :**

Facilitera sensiblement le traçage au sol, tracez un rectangle en vérifiant bien l'équerrage sol.



**Fig.37 :** Le traçage

## **II.6 Les chaises :**

Une chaise est constituée de deux piquets verticaux reliée par une planche horizontale. Elle est placée à l'extrémité de la zone de construction, à cheval sur les alignements Principaux et d'équerre avec eux.



**Fig.38 :** Les chaises pour matérialiser l'emplacement des semelles

## **III Contrôle de la fondation :**

L'optimisation des projets de construction passe nécessairement par la maîtrise du système de fondations, tant au niveau des études, qu'au niveau de la réalisation, et ce afin de s'assurer du bon respect des normes et des règles de construction. Le contrôle des fondations est donc une étape obligatoire.

### **III.1 Coulage du gros béton :**

On a utilisé un niveau pour vérifier la profondeur des fouilles et aussi pour l'implanter le niveau de gros béton. Coulage du gros béton jusqu'à au niveau donné par le plan du tableau des poteaux. Traçage des deux dimensions des prés poteaux à la surface du gros béton,...



**Fig.39:** Coulage du gros béton

### **III.2 Ferrailage des semelles et amorces poteaux :**

Toutes les ferrailles (fondations, ferrailles verticales et horizontales) doivent être assemblées entre-elles avant de couler le béton (avec du fil de fer, inutile de les souder). C'est pourquoi, lors de la réalisation des fondations, il faudra faire positionner des équerres de liaison qui dépasseront de la fondation, pour les relier ensuite aux chaînages verticaux lors du montage du mur.



**Fig.40 :** Ferrailage du radier nervuée

### **III.3 Coffrage et coulage du béton des semelles et amorces poteaux :**

C'est la préparation du terrain avant le coulage du béton. Avant la mise en place du ferrailage, on peut couler un béton de propreté.





**Fig.41** : Coffrage et Coulage du béton des semelles.

### **III.4 Longrine :**

Est un élément de structure ayant la forme d'une poutre et orientée horizontalement, supportant des forces mécaniques importantes.



**Fig.42** : Coffrage des longrines



**Fig.43:** décoffrage des longrines



**Fig.44** : Le remblai de la dalle.

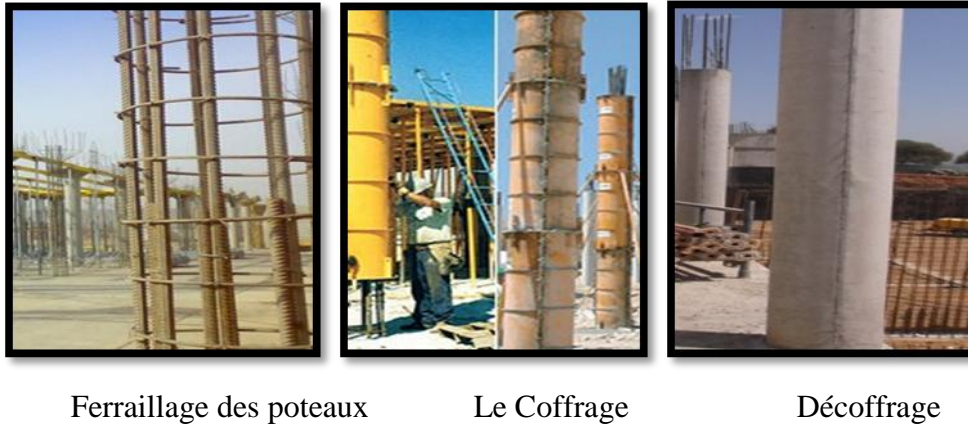




## IV Contrôle des éléments de structure verticaux :

### **IV.1 Poteaux :**

Est un élément de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).



Ferrailage des poteaux

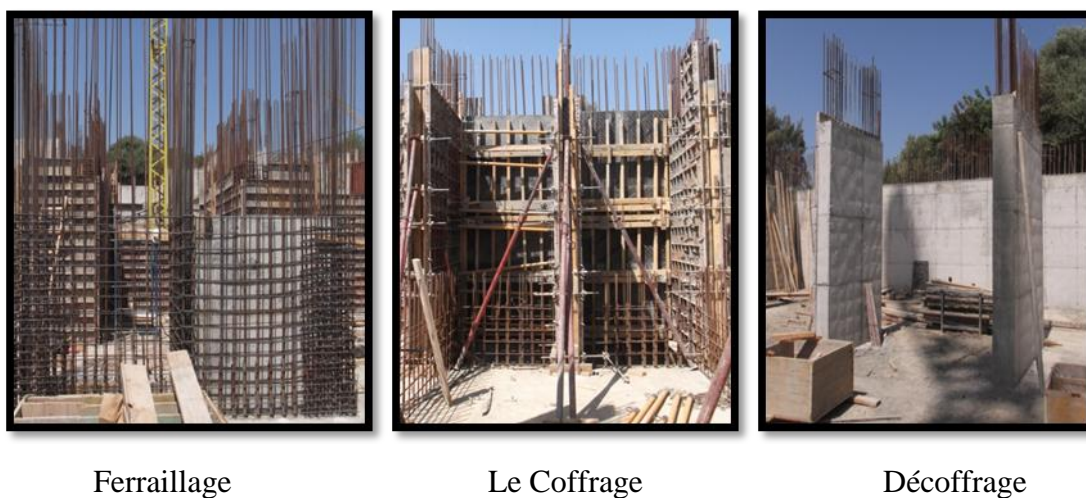
Le Coffrage

Décoffrage

**Fig.45 :** Les poteaux

### **IV.2 Les Voiles :**

Sont des éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.



Ferrailage

Le Coffrage

Décoffrage

**Fig.46 :** les voiles.



### **IV.3 L'ascenseur :**

C'est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis.



**Fig.47:** L'ascenseur

## **V Contrôle des éléments de structures horizontales :**

### **V.1 Plancher :**

Ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre. Et il ya deux type des planchers :

#### **V.1.1 Corps creux :**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou " entrevous " qui servent décoffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée ou "hourdis " coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.



**Fig.48 :** planche après le coulage.



### **V.1.2 Dalle Plaine :**

Plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.



**Fig.49 :** Dalle Plaine

### **V.2 Les poutres :**

Pièce horizontale en béton armé de section généralement rectangulaire supportant une partie du plancher (dans le cas d'un plancher préfabriqué, ce sont les poutrelles qui prennent, appui sur la poutre). La poutre repose à ses extrémités sur des poteaux ou des murs. La poutre principale d'une structure porteuse.



**Fig.50 :** Les poutre

### **V.3 L'escalier**

Est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.



Ferrailage



Le Coffrage



Décoffrage

**Fig. 51:** L'escalier

## **VI Les travaux de CES :**

### **VI.1 Maçonnerie :**

Ouvrage constitué de briques ou de pierres qui sont liées grâce à du ciment, du plâtre ou mortier. Ils sont utilisés pour diviser les espaces internes de structure, ainsi que son isolement de l'extérieur.



**Fig52 :** Mur en maçonnerie

### **VI.1.2 Les cloisons :**

Paroi verticale, non porteuse, ne soutenant pas les ouvrages situés au dessus d'elle à la différence des murs de façade et des murs de refend.

### **VI.1.3 Les murs extérieurs :**

Il est réalisé avec des portes et fenêtres et a pour principale fonction de protéger des intempéries, d'isoler et d'améliorer l'esthétique.

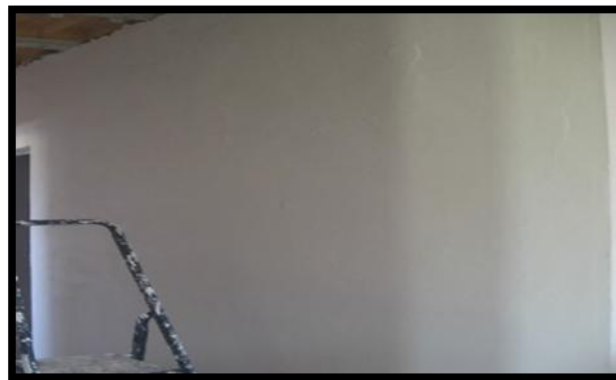




**Fig.53:** murs extérieur.

**VI.2 Enduits :**

Un enduit est un mélange à base de chaux de ciment ou de plâtre, avec ou sans Adjonction de granulats, de fibres ou d'autres matériaux, dans un but de protection ou de décoration.



**Fig. 54:** enduit intérieur.

**VI.3 Carrelage :**

La pose d'un carrelage de sol très compliquée mais nécessaite de bien préparer la surface et de respecter différentes étapes.



**Fig.55:** le carrelage.



## **Conclusion :**

La durée allouée pour la partie suivi est insuffisante pour suivre toutes les étapes de réalisation des travaux et ce vu que le délai de réalisation est de 36 mois .

Durant cette première partie de mon projet , j'ai l'attention de rendre compte le manque de prise en charge de certaines règles de bonnes constructions durant la réalisation des travaux , l'absence de l'application de certaines techniques et manque de conscience pour un grand nombre d'acteurs ayant l'influence dans l'activité de construction en particulier les bureaux d'études.

Nous noterons que les méthodes et les moyens de contrôle et de suivi actuelles sur terrain, présentent des insuffisances et des anomalies, nous obligeons à les remédier et les prendre en charge d'une manière radicale dans le but à améliorer la mission de la construction dans notre pays.

## **PARTIE II :**

### **Etude d'un bâtiment**

# **CHAPITRE I :**

## **Introduction Générale**





## **I. Introduction :**

Le projet consiste à étudier un bâtiment **R+9+1S/Sol** à usage habitation, implanté à **AINBENIAN** wilaya d'**ALGER**, zone classée selon **RPA ver 2003** zone de forte sismicité «Zone III ».

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles dans les deux sens.

### **I.1 Présentation du projet :**

- ✓ Le bâtiment à usage d'habitation, composé d'un se sous-sol, d'un rez-de-chaussée, 9 étages et d'une terrasse inaccessible.
- ✓ L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier.
- ✓ Selon (art 3.4.a.2) [1] le contreventement de ce bâtiment est assuré par des voiles dans les deux sens, ce qui donne au bâtiment une grande rigidité à la flexion et à la torsion et une bonne résistance vis-à-vis des forces horizontales (d'un séisme, ou d'un vent), et présente une résistance aux charges verticales.

### **I.2 Dimensions géométriques de l'ouvrage :**

• Longueur totale :	.....	26.00m
• Largeur totale :	.....	17.00 m
• Hauteur totale :	.....	30.60 m
• Hauteur du sous-sol:	.....	3.06 m
• Hauteur du RDC:	.....	3.06 m
• Hauteur d'étage :	.....	3.06 m
• Hauteur de l'acrotère :	.....	0.50 m

### **I.3 Eléments constituant l'ouvrage :**

- Les planchers de tous les niveaux avec balcons inclus sont en dalles pleines en B.A.
- Les voiles sont en béton armé sur toute la hauteur du bâtiment.
- Les escaliers sont en béton armé.
- La maçonnerie est :



- Les murs extérieurs sont en double parois de brique creuse (10+15cm) d'épaisseur séparées d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les cloisons de répartition sont en brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- Le revêtement :
  - De l'enduit de ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement extérieur.
  - Du plâtre avec 02cm d'épaisseur pour les murs de l'intérieur et 3cm pour les plafonds.
  - Carrelage en granito de 2cm pour les planchers et les marches des escaliers.

#### **I.4 Données du site d'implantation :**

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le (RPA 99/version 2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.5$  bars.

#### **I.5 Caractéristiques des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 et le CBA 93.

##### **I.5.1 Béton :**

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

La composition courante d'  $1\text{m}^3$  de béton est la suivante :

- 350 à 400 kg / $\text{m}^3$  de ciment portland.
- 400 kg de sable diamètre ( $D < 5$  mm).
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.
- Adjuvant (si nécessaire).



a) **Résistances mécaniques du béton :**

❖ **Résistance à la compression (BAEL 91, Art. 2-1-11) :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

$f_{c28} = 22\text{MPa}$  est facilement atteinte sur les chantiers.

Dans notre projet, la résistance à la compression  $f_{c28}$  est prise égale à **25MPa**.

Si «  $j$  » est différent de 28 jours on aura  $f_{cj}$  égale à :

$$\begin{cases} j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,75 + 0,83 j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} \cdot f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Résistance à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  [MPa] on aura  $f_{t28} = 2,1$  [MPa]

❖ **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) selon le BAEL est donnée par :

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

Avec :  $\theta$  : dépend de la durée d'application des charges.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$



$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

$$\text{- Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} & \text{en SDT} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} & \text{en SA} \end{cases}$$

- La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP :  $\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 2,50 \longrightarrow \text{SDT}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \longrightarrow \text{SA}$$

### ❖ Module de déformation longitudinale du béton (BAEL 91, Art. A-2-22- :

Le module de déformation «  $E_{ij}$  » à l'âge de «  $j$  » jour est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

- Sous charges d'une courte durée (< 24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### ❖ Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$



❖ **Contrainte limite de cisaillement (BAEL 91, Art. A-5-2-11) :**

Pour une fissuration peu nuisible  $\tau_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa)$

$$\text{Si } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \longrightarrow \text{SDT}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \longrightarrow \text{SA}$$

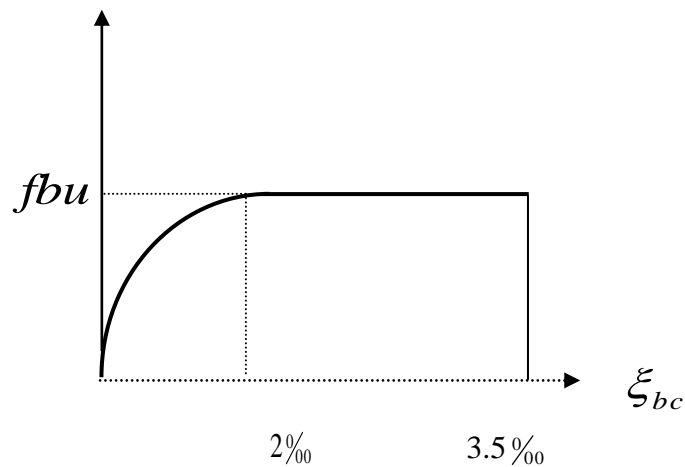
$\nu$  : Coefficient de Poisson donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91.

$\nu = 0,2$  Pour le calcul des déformations (état limite de service)

❖ **Diagramme contrainte-déformation : (BAEL 91, Art. A-4-3-41) :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

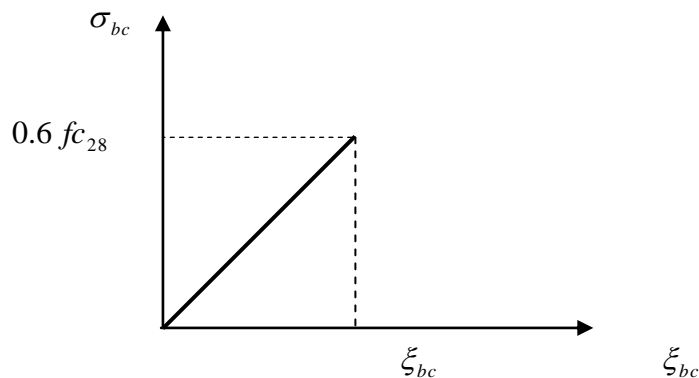
Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %. Le diagramme des contraintes-déformations à une forme parabole-rectangle.



**Fig I.1 :** Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU



a) **Etat limite de service ELS :**



**Fig I.2 :** Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

**I.5.2 Aciers :**

En structure, les barres d'acier mises pour béton en œuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas au contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller, au contact de l'air humide ou de l'eau, sa section utile (la section d'acier non rouillé) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire, la rouille, en gonflant, peut faire éclater le béton et conduire à la ruine de la pièce.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances :

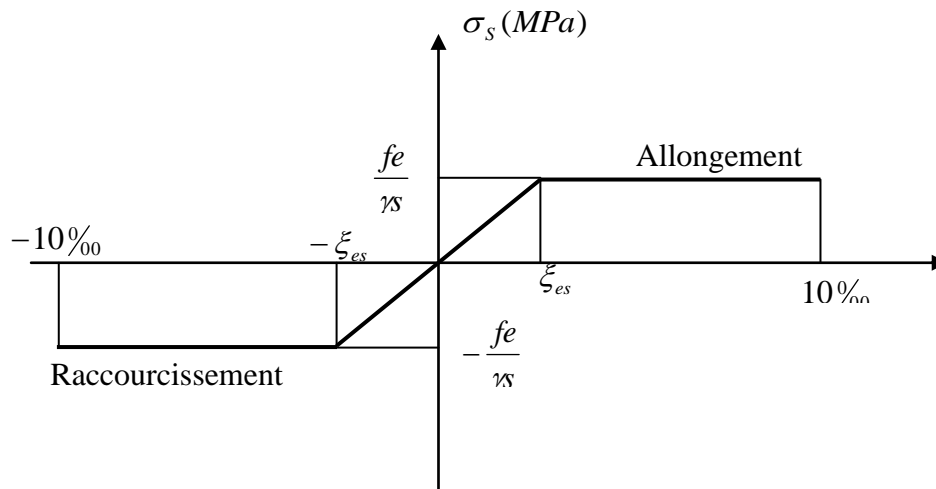
Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE 400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE 215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

**Tableau I.1 :** Caractéristiques des aciers utilisés.



**a) Etat limite ultime ELU :**

Pour le calcul en béton armé on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :



**Fig.3 :** Diagramme contrainte déformation des aciers selon le BAEL91

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$SDT \rightarrow \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{s10} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$SA \rightarrow \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{s10} = 400 \text{ MPa}$$

$$\xi_s : \text{Allongement relatif de l'acier} : \xi_s = \frac{\Delta L}{L_0}$$

- Module d'élasticité longitudinale :

Sa valeur est donnée expérimentalement elle est égale à :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

**a) Etat limite de service "E.L.S":**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$$\text{Fissuration peu nuisible (FPN)} : \overline{\sigma}_s = \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

- Fissuration préjudiciable:  $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 10\sqrt{\eta \cdot ft_{28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

- Fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta \cdot ft_{28}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$



Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration tel que :  
 $\eta = 1$  pour des ronds lisses. (Ne sont pas autorisée pour le ferrailage des éléments porteurs en zone sismique)  
 $\eta = 1.6$  pour des aciers H.A

## **I.6 Définitions et hypothèses de calcul d'après le BAEL 91 :**

### **I.6.1 Définition de l'état limite:**

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

#### **a. Etats Limites Ultimes (ELU) :**

Le dépassement de ces états entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).
- Formation d'un mécanisme de rotules plastiques.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations de la section passe par l'un de trois pivots A, B, C Définis comme suit :

1. Pivot A (région 1) : Allongement de l'acier le plus tendu  $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$  : pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
2. Pivot B (région 2) : Raccourcissement de la fibre la plus comprimée  $\epsilon_{bc} = 3,5 \cdot 10^{-3}$  : pièces soumises à la flexion simple ou composée.
3. Pivot C (région 3) : Raccourcissement de la fibre de béton à la distance  $3 \cdot h / 7$  de la fibre la plus comprimée  $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$  : pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.





**b. Etats Limites de Services (ELS) :**

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Compression excessive du béton ou de traction des aciers : la vérification empêche la formation des fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.
- Ouvertures excessive des fissures : vérification de la disposition des armatures dans la section.
- Déformation excessive des éléments porteurs (limitation des flèches) : vérification de la satisfaction de la limite admissible par les déformations.

## **CHAPITRE II :**

### **Pré dimensionnement et descente de charge**



## II.1 Introduction :

Avant d'entamer tous les calculs des éléments de la structure, il faut passer par leur Pré dimensionnement et cela par le respect des recommandations du **CBA 93** et du **RPA 99/Ver2003**

### II.1.1 Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

Les planchers ; Les poutres ; Les voiles ; Les escaliers ; L'acrotère ; Les poteaux.

#### 1. Les planchers :

L'épaisseur des dalles est déterminée par les conditions suivantes :

- Condition d'isolation acoustique :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits :

- Contre les bruits aériens :  $M_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg /m}^2 \Leftrightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow e \Leftrightarrow 16 \text{ cm}$
- Contre les bruits d'impacts :  $M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg /m}^2 \Leftrightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow e \Leftrightarrow 14 \text{ cm}$

- Condition de sécurité contre l'incendie :

$e=7\text{cm}$  : pour 1heure de coup de feu.

$e=11\text{cm}$  : pour 2heures de coup de feu.

- Condition de résistance à la flexion :

#### Calcul de $\rho$ :

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus chargée

Toutes les dalles sont appuyées sur 4 cotés, on a :



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_x : \text{le plus petit côté de la dalle.} \\ l_y : \text{le plus grand coté de dalle.} \end{cases}$$

e : épaisseur de la dalle.

- Si  $\rho < 0,4$  : la dalle porte sur un seul sens  $\Rightarrow e \geq l_x/30$ .
- Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  : la dalle porte sur deux sens  $\Rightarrow e \geq l_x/40$ .

Dans notre cas on a :  $\begin{cases} l_x = 4,18\text{m.} \\ l_y = 4,30\text{ m} \Rightarrow \rho = 0,972 \Rightarrow \text{:d'où la dalle porte sur deux sens.} \end{cases}$

$$e = l_x/40 = 418/40 = 10,45\text{cm}$$

### Conclusion :

$$e = \max \{16, 14, 7, 11, 10,45\} \text{ (cm)}$$

On prend alors une épaisseur de dalle généralisée pour tous les planchers et les dalles balcon :

$$e = 16\text{cm}$$

## 2. Les poutres :

### ❖ Les poutres transversales (principales):

Selon le BAEL 91 les dimensions prédéfinis de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

#### • Détermination de "h" :

Si L la plus grande portée entre nues  $L = 4,30\text{m}$

$$\text{- Sous charges verticales : } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} < h < \frac{430}{10} \Rightarrow 28,67 < h < 43\text{ cm}$$

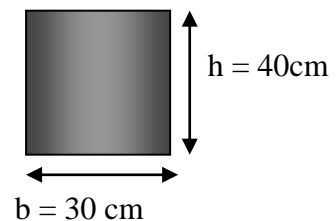
$$\text{- Sous charges horizontales : } h \geq \frac{L}{12} \Rightarrow h \geq 35,833\text{ cm.}$$

On prend alors  $\Rightarrow h = 40\text{cm.}$

#### • Détermination de b :

$$0,3 h \leq b \leq 0,8 h \Rightarrow 12\text{ cm} \leq b \leq 32\text{ cm.}$$

On prend alors  $\Rightarrow b = 30\text{ cm.}$



Poutre transversale



### Conclusion :

Les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les planchers des différents niveaux sont :

$$\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA 99 :

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

### ❖ Les poutres longitudinales (secondaires):

Selon le BAEL 91 les dimensions prédéfinis de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

#### • Détermination de "h" :

Si L la plus grande portée entre nues  $L = 4,30\text{m}$

$$\text{- Sous charges verticales : } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{430}{15} < h < \frac{418}{10} \Rightarrow 27.86 < h < 41.8 \text{ cm}$$

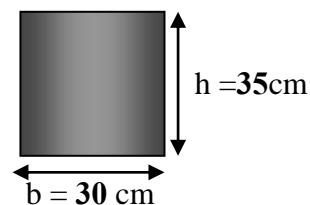
$$\text{- Sous charges horizontales : } h \geq \frac{L}{12} \Rightarrow h \geq 34.83 \text{ cm.}$$

On prend alors  $\Rightarrow h = 35\text{cm.}$

#### • Détermination de b :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm.}$$

On prend alors  $\Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$



Poutre longitudinale

### Conclusion :

Les dimensions des poutres dans les deux sens et pour tous les planchers des différents niveaux sont :

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$



Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA 99 :

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

### 3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (BAEL) on a :

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 214.2 \text{ m}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{bi} \quad \lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{hi}$$

$bi$  : parallèle à l'axe x

$hi$  : parallèle à l'axe y

$$h_i = bi \geq 3.46 \times \frac{l_f}{70} \Rightarrow bi \geq \frac{3.46 \times 214.2}{70} = 10.58 \text{ cm}$$

$$h_i = bi \geq 10.58 \text{ cm}$$

Donc on adopte une section de (45 x 45).

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

$$\diamond \text{Min}(bi; hi) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{C V}$$

$$\diamond \text{Min}(bi; hi) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40 \quad \text{C V}$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{bi}{hi} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad \text{C V}$$





Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend un poteau de section  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

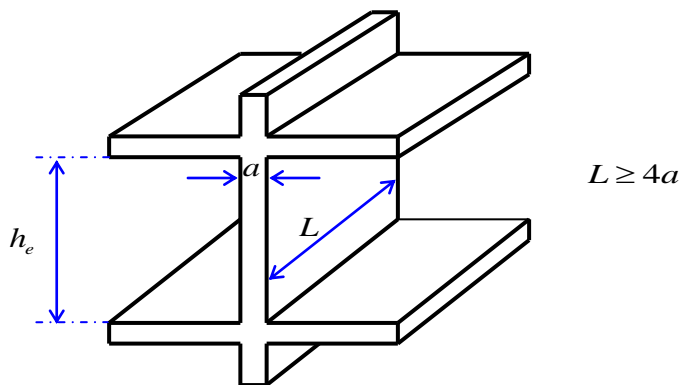
**4. Les voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de l' RPA 99/version2003 :

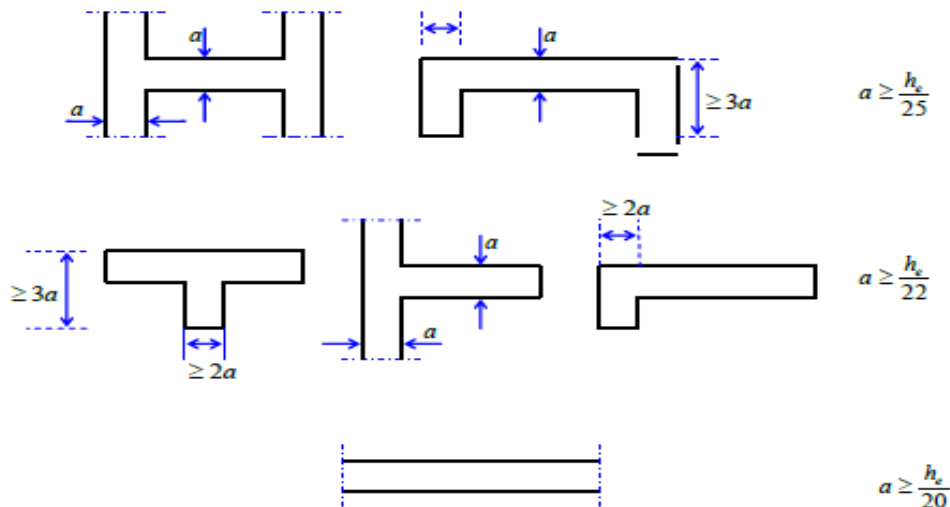
- l'épaisseur minimale ( $e_{\min}$ ) qui est de 15cm
- A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3 \text{ m}$  et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes:

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.



**Fig. II.1:** coupe de voile en élévation.



**Fig. II.2:** Coupe des voiles en plan



$$a \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a \geq \max (15, 11.6, 13.13.18, 14.5)$$

Donc : **a = 20cm.**

### Conclusion :

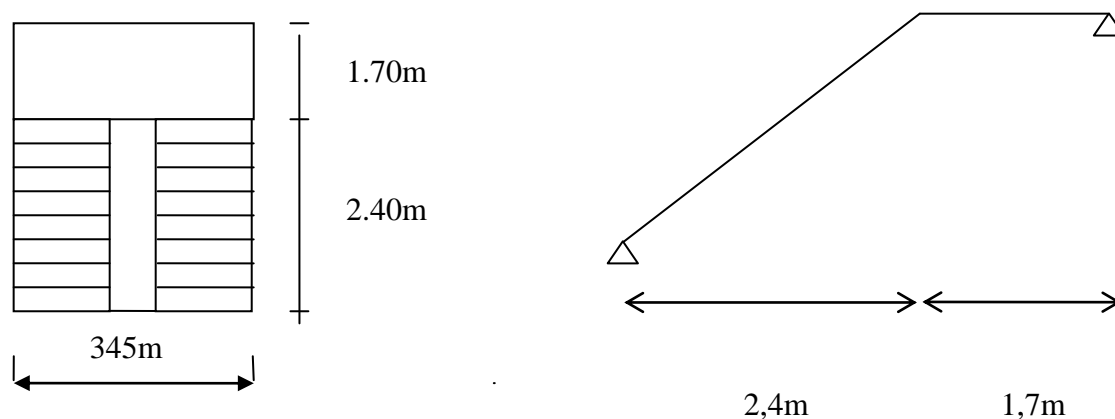
L'épaisseur des voiles longitudinaux et transversaux est prise : **e = 20 cm**

### Voile périphérique :

D'après le **RPA2003**, l'épaisseur minimale est de 15cm, on prend donc **a = 20cm.**

## 5. Escaliers :

Tous les escaliers des différents niveaux sont en deux volées comme indiqué par la figure 2-3



**Fig. II.3 :** Coupe d'escaliers

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul

#### ▪ Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL :  $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$

h : hauteur de la contre marche  $16 \leq h \leq 18$  (habitation)

g : giron de la marche avec  $g \geq 23$  cm

n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée :  $3.06/2 = 1.53$  m

-Longueur de la volée : 2.40 m.



La volée comporte “n” contremarche et “n-1” marche

$$n = 9$$

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm.}$$

- **Vérification :**  $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$

La paillasse est considérée comme une dalle simplement appuyée d'épaisseur « e » telle que :

$L/30 \leq e \leq L/25$  avec L : longueur de la paillasse.

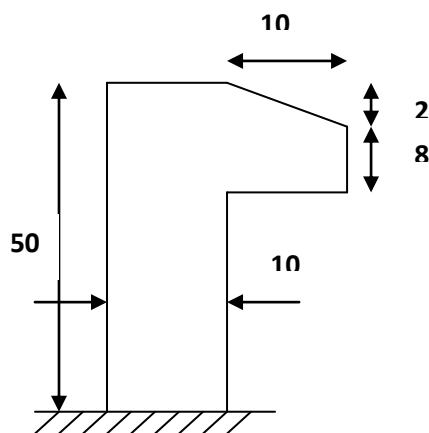
$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29.54^\circ$$

$$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.7 = 4.458 \text{ m}$$

$\Rightarrow 0.15 \leq e \leq 0.18 \text{ cm}$  d'où on prend  $e = 16 \text{ cm}$

## 6 Acrotère :

L'acrotère est un élément censé protéger l'étanchéité d'une éventuelle infiltration d'eau, il est principalement soumis à l'action de la température, les dimensions sont précisées dans la figure ci-contre :



**Fig. II.4 :**Dimensions de l'acrotère

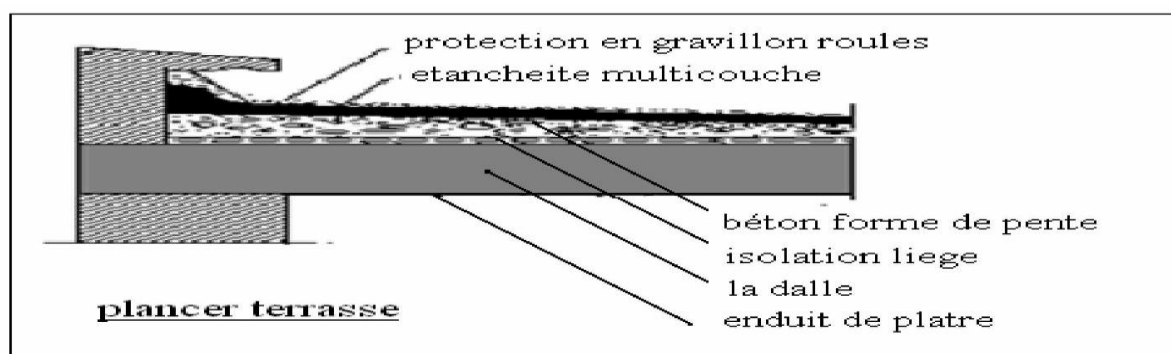


## Evaluation des charges (descente de charges)

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloisons réparties qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

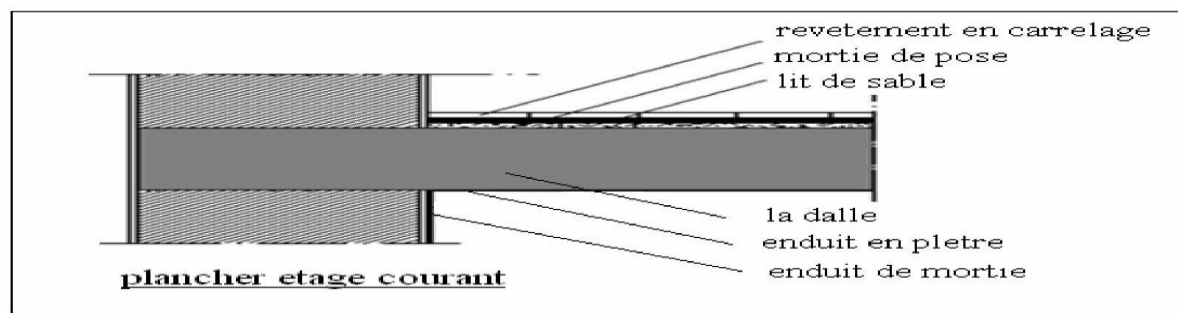
### • Plancher terrasse inaccessible :



N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Couche de protection en gravillon roulé (5 cm)	0.05	1600	80 kg/m <sup>2</sup>
2	Etanchéité multicouche	0.12	2200	12 kg/m <sup>2</sup>
3	Béton de pente	0.12	2200	264 kg/m <sup>2</sup>
4	Isolation thermique en liège (4cm)	0.04	40	1.6 kg/m <sup>2</sup>
5	Poids propre de la dalle (16cm)	0.16	2500	400 kg/m <sup>2</sup>
6	Plâtre (3cm)	0.03	1000	30 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	<b>787.6 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>100 kg/m<sup>2</sup></b>



**Plancher étage courant :**



**Escalier:Palier :**

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Carrelage	0.02	1600	44 kg/m <sup>2</sup>
2	Chappe	0.02	2200	40 kg/m <sup>2</sup>
3	Lit de sable	0.03	2200	51 kg/m <sup>2</sup>
4	Poids propre de la dalle	0.16	40	400 kg/m <sup>2</sup>
5	Plâtre	0.03	2500	30 kg/m <sup>2</sup>
6	Cloison répartie	-	-	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	665kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	150 kg/m <sup>2</sup>

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	poids propre du palier (16 cm)	0.16	2500	400 kg/m <sup>2</sup>
2	Lit de sable (3 cm)	0.03	1700	51 kg/m <sup>2</sup>
3	Chappe (2cm)	0.02	2000	40 kg/m <sup>2</sup>
4	Carrelage (2 cm)	0.02	2200	44 kg/m <sup>2</sup>
5	Enduit de ciment (2 cm)	0.02	1800	36 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	571 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	250 kg/m <sup>2</sup>



- **Volée :**

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Poids propre de la paillasse	$0.16/\cos\alpha$	2500	459.76 kg/m <sup>2</sup>
2	Poids propre de la marche	0.17/2	2200	187 kg/m <sup>2</sup>
3	Chappe	0.02	0.02	40 kg/m <sup>2</sup>
4	Carrelage	0.02	0.02	44 kg/m <sup>2</sup>
5	Enduit ciment	0.02		36 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	766.76 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	250 kg/m <sup>2</sup>

- **Balcon :**

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Carrelage (2 cm)	0.02	2200	44 kg/m <sup>2</sup>
2	Lit de sable (3cm)	0.03	1700	51 kg/m <sup>2</sup>
3	Poids propre de la dalle (16 cm)	0.16	2500	400 kg/m <sup>2</sup>
4	Enduit ciment (3 cm)	0.03	1800	54 kg/m <sup>2</sup>
5	Chappe (2cm)	0.02	200	40 kg/m <sup>2</sup>
6	Cloison de répartition	-	100	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	689 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	350 kg/m <sup>2</sup>

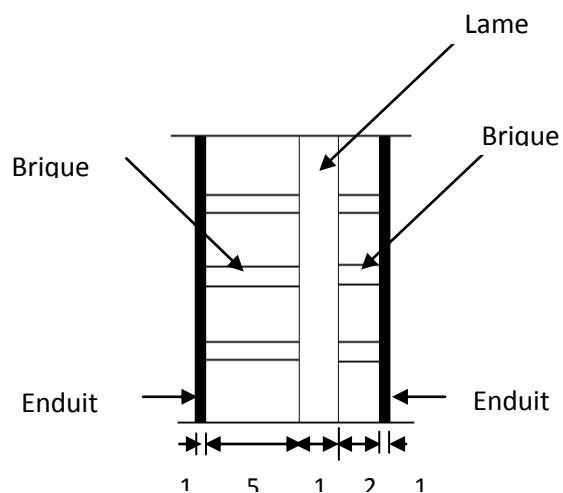


**Balcon terrasse :**

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Poids propre de la dalle (16 cm)	0.16	2500	400 kg/m <sup>2</sup>
2	Liège (4cm)	0.04	40	1.6 kg/m <sup>2</sup>
3	Etanchéité multicouches	-	12	12kg/m <sup>2</sup>
4	Enduit de ciment (3 cm)	0.03	1800	54 kg/m <sup>2</sup>
5	Protection de gravillon (5cm)	0.05	1600	80 kg/m <sup>2</sup>
6	Béton de pente (12cm)	0.12	2200	264 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	811.6kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	350 kg/m <sup>2</sup>

**Garde-corps :**

N		Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Poids propre brique creuse (10 cm)	0.1	900	90 kg/m <sup>2</sup>
2	Enduit de ciment (3 cm)	0.03	1800	54 kg/m <sup>2</sup>
3	Enduit de ciment (2 cm)	0.02	1800	36 kg/m <sup>2</sup>
				180 kg/m <sup>2</sup>

**Maconnerie :**• **Murs extérieur :**



N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Parois extérieures (brique creuse) (10 cm)	0.10	900	90 kg/m <sup>2</sup>
2	Parois intérieures (brique creuse)(15 cm)	0.15	900	135 kg/m <sup>2</sup>
3	Enduit de plâtre (2 cm)	0.02	1000	20 kg/m <sup>2</sup>
4	Enduit de ciment (3 cm)	0.03	1800	54 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	299 kg/m <sup>2</sup>

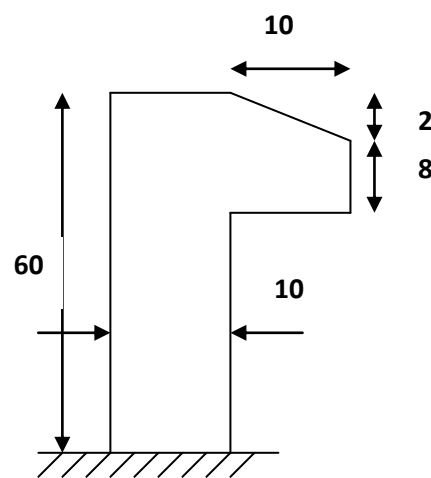
**Acrotère :**

$$S = 60 \times 10 + 8 \times 10 + \frac{10 \times 2}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids de l'acrotère :

$$G_{crot} = 25 \times 0,069 + \text{Le poids d'enduit en ciment :}$$

$$G_{crot} = 2,125 \text{ KN} / m$$



**Voile :**

- **Voile intérieur :**

N	Composant	Epaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
1	Voile en béton armé	0,2	2500	500 kg/m <sup>2</sup>
2	Enduit de plâtre	0,02	1000	20 kg/m <sup>2</sup>
3	Enduit de plâtre	0.02	1000	20 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	540kg/m <sup>2</sup>



▪ **Voile extérieur :**

N	Composant	Epaisseur r	Poids volumique	Poids surfacique
1	Voile en béton armé	0,2	2500	500 kg/m <sup>2</sup>
2	Enduit de plâtre	0,02	1000	20 kg/m <sup>2</sup>
3	Enduit deciment	0.03	1800	54 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	574 kg/m <sup>2</sup>

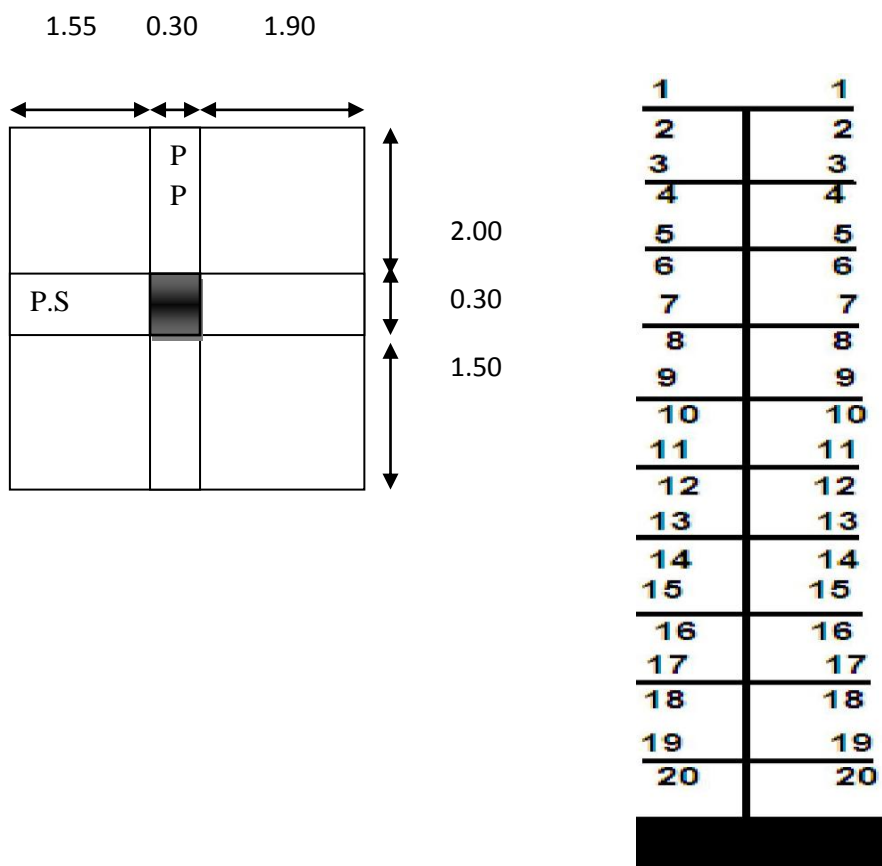
• **Descente des charge sue le Poteau :**

• **Poteau intermediaire :**

a) **Surface afférente :**

$$S_G = (1.9 + 1.55) \times (1.5 + 2) = 12.07m^2$$

$$S_Q = ((1.55 + 0.5) + 1.9) \times ((1.5 + 0.3) + 2) = 7.75m^2$$





niveau	Élément	G (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $787.6 \times 12.07 = 9506.33$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(3.45)2500 = 905.62$ Poutre.p : $(0,40).(0,30).(3.8).2500 = 1140$	11551.95
2-2	Venant 1-1 : 11551.95 Poteau : $(0.45).(0,60).(2.66).2500 = 1795.5$	13347.45
3-3	Venant 2-2 : 13347.45 Plancher.E.C : $665 \times 12.07 = 8026.55$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(3.45)2500 = 905.62$ Poutre.p : $(0,40).(0,30).(3.8).2500 = 1140$	23419.62
4-4	-Venant 3-3 : 23419.62 -Poteau : 1795.5	25215.12
5-5	-Venant 4-4 : 25215.12 P.E.C + PP + PS : 10072.17	35287.29
6-6	-Venant 5-5 : 35287.29 Poteau: 1795.5	37082.79
7-7	-Venant 6-6: 37082.79 P.E.C + PP + PS : 10072.17	47154.96
8-8	-Venant 7-7 : 47154.96 Poteau : 1795.5	48950.46
9-9	Venant 8-8: 48950.46 11768.06	P.E.C + PP + PS : 60718.52
10-10	-Venant 9-9 : 60718.52 -Poteau : 1795.5	60718.52
11-11	-Venant 10-10: 60718.52 P.E.C + PP + PS : 11768.06	72486.58



12-12	-Venant 11-11 : 72486.58 -Poteau : 1795.5	74282.08
13-13	Venant 12-12 : 74282.08 P.E.C + PP + PS : 11768.06	86050.14
14-14	-Venant 13-13 : 86050.14 -Poteau : 1795.5	87845.64
15-15	-Venant 14-14 : 87845.64 P.E.C + PP + PS : 11768.06	99613.7
16-16	-Venant 15-15 : 99613.7 -Poteau : 1795.5	101409.2
17-17	-Venant 16-16 : 101409.2 P.E.C + PP + PS : 11768.06	113177.26
18-18	-Venant 17-17 : 113177.26 -Poteau : 1795.5	114972.76

### Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1) :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

- Les poteau (45×60) cm :
- Les règles BEAL 91(B.8.4.1) :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$



$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 165966.351 \text{ N.m}$$

- **N<sub>u</sub>** = Effort normal
- Pour la vérification on prend le poteau plus sollicitant

$$\circ \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\circ l_f = 0,7l_0 \Rightarrow 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{0,45 \times 0,60^3}{12 \times 0,45 \times 0,60}} = 0,173$$

$$\lambda = \frac{2,142}{0,173} = 12,36$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{12,36}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,82$$

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

f<sub>c28</sub> : résistance à la compression de béton ;

f<sub>e</sub> : limite d'élasticité de l'acier utilisé ;

γ<sub>b</sub> = 1,5 ;

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (45-2) \times (60-2) = 2494 \text{ cm}^2$$

- **Br** = Section réduite du poteau



- Selon les RPA 99 V 2003:

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.7(b \times h)}{100} = \frac{0.7(45 \times 60)}{100} = 1890 \text{ mm}^2$$

- Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

- Selon les règles BEAL91 (ART A .8.1.2.1) :

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2bh}{100} = \frac{0,2 \times 450 \times 600}{100} = 540 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(450+600)}{100} = 84 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) = 1890 \text{ mm}^2$$

$$\bar{N}_u = 0.82 \left[ \frac{4560000}{0.9 \times 1.5} + 1890 \frac{540}{1.15} \right]$$

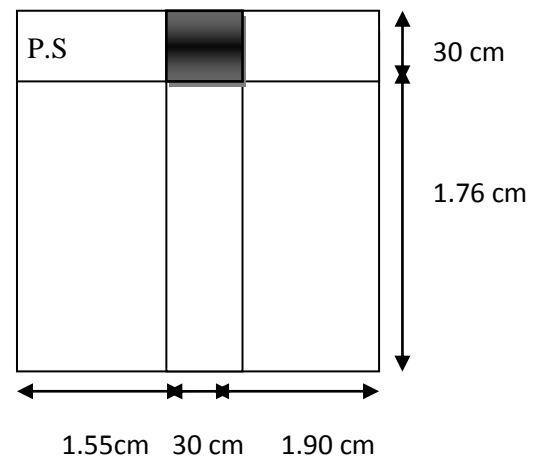
$$\circ \bar{N}_u = 755429.9517 \text{ m} \geq N_u = 165966.351 \text{ N.m} \Rightarrow (\text{Condition vérifié})$$

### Descente des charges sur le poteau de rive :

#### Surface afférente :

$$S_G = (1.75 \times 1.9) + (1.75 \times 1.55) = 6.072 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (1.55 + 1.9 + 0.3) \times (1.76 + 0.3) = 7.72 \text{ m}^2$$







niveau	Élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $787.6 \times 6.07 = 4780.73$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(3.45)2500 = 905.62$ Poutre.p : $(0,40).(0,30).(2.06).2500 = 618$	6304.35	$7.72 \times 100 = 772$
2-2	Venant 1-1 : 6304.35 Poteau : $(0.45).(0,60).(2.66).2500 = 1795.5$ Mur ext : $750.49.(1.9+1.55) = 2589.19$	10689.04	772
3-3	Venant 2-2 : 10689.04 Plancher.E.C : $665 \times 6.07 = 4036.55$ poutre.s : $(0,30).(0,35).(3.45)2500 = 905.62$ Poutre.p : $(0,40).(0,30).(2.06).2500 = 618$	16249.21	$772 + (7.72 \times 150)$ $= 1805$
4-4	-Venant 3-3 : 16249.21 -Poteau : 1795.5 -Mur ext : 2589.19	20634.61	1805
5-5	-Venant 4-4 : 20634.61 P.E.C + PP + PS : 5560.17	26194.78	$1805 + (1158 \times 0,9)$ $= 2847.2$
6-6	-Venant 5-5 : 26194.78 Poteau: 1795.5 -Mur ext : 2589.19	30579.47	2847.2
7-7	-Venant 6-6: 30579.47 P.E.C + PP + PS : 5560.17	36139.64	$2847.2 + (1158 \times 0,8)$ $= 3773.6$
8-8	-Venant 7-7 : Poteau : 1795.5 -Mur ext : 2589.19	40524.33	3773.6
9-9	Venant 8-8: P.E.C + PP + PS : 5560.17	46084.5	$3773.6 + (1158 \times 0,7)$ $= 4584.2$



10-10	-Venant 9-9 : -Poteau : 1795.5 -Mur ext :2589.19	50469.19	44584.2
11-11	-Venant 10-10: P.E.C + PP + PS : 5560.17	56029.36	44584.2+ (1158×0,6) =5279
12-12	-Venant 11-11 : -Poteau : 1795.5 -Mur ext :2589.19	60414.05	5279
13-13	Venant 12-12 : P.E.C + PP + PS : 5560.17	65974.22	5279+ (1158×0,5) =5858
14-14	-Venant 13-13 : -Poteau : 1795.5 -Mur ext :2589.19	70358.91	5858
15-15	-Venant 14-14 : P.E.C + PP + PS : 5560.17	75919.08	5858+579= 6437
16-16	-Venant 15-15 : -Poteau : 1795.5 -Mur ext :2589.19	80303.77	6437
17-17	-Venant 16-16 : P.E.C + PP + PS : 5560.17	85863.94	6437+579= 7016
18-18	-Venant 17-17 : -Poteau : 1795.5 -Mur ext :2589.19	90248.63	7016

**Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1) :**

- Les poteau (45×60) cm :
- Les règles BEAL 91(B.8.4.1) :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 132359.65 \text{ N.m}$$

$$\circ \bar{N}_u = 755429.9517 \text{ m} \geq N_u = 132359.65 \text{ N.m} \Rightarrow (\text{Condition vérifié})$$

# **CHAPITRE III :**

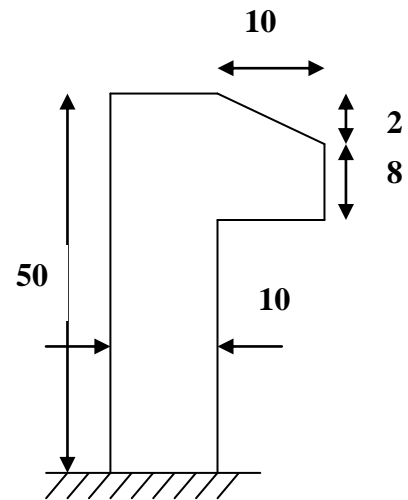
## **Calcul des éléments secondaires**



### III.1- Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour protection des infiltrations des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.



#### III.1-2 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

#### III.1.3 - Evaluation des charges et surcharges :

$$S = 60 \times 10 + 8 \times 10 + \frac{10 \times 2}{2} = 0,069 \text{ m}^2 \dots \text{surface de l'acrotère.}$$

- **Poids de l'acrotère :**

$$G_{crot} = 25 \times 0,069 + \text{Le poids d'enduit en ciment}$$

$$G_{crot} = 2,125 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :  $q = 1 \text{ KN/ml}$ .
- Charge sismique :  $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \text{RPA99 (article 6.2.3)}$ .

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

$W_p$  : Poids de l'élément considéré ;  $W_p = 2,125 \text{ KN/ml}$ .

$$\text{Pour notre cas : zone III a } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A = 0,15.} \\ \mathbf{C_p = 0,8.} \end{array} \right.$$



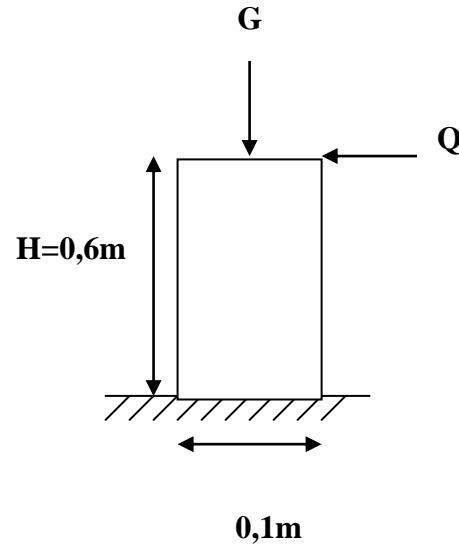
Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 \Rightarrow F_p = 1,02 \text{ KN}.$

**III.1.4 Calcul des sollicitations:**

a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$



$X_c = 0,0628 \text{ m. } Y_c = 0,332 \text{ m.}$

a) Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,125 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,02 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,02 * 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,3386 \text{ KN.m}$$

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
N (KN)	<b>2,125</b>	<b>2,868</b>	<b>2,125</b>
M (KN.m)	<b>0,9386</b>	<b>0,9</b>	<b>0,6</b>

**III. 1.5 Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} = 0,3138m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

$e_a$ : l'excentricité additionnelle:



$e_1$ : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1 / 250) = \max(2 \text{ cm}; 50/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{D'ou } e_2 = 0,3138 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,3338 \text{ m.}$$

Le Calcul se fait à la Flexion composée, en tenant compte de Façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$ : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$l_f = 2 * 1 = 2 * 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 * (1,2)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,864 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } e_t = 33,38 + 0,864 = 34,244 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,868 \text{ KN} ; M_u = N_u * e_t = 2,868 * 0,34244 \Rightarrow M_u = 0,98 \text{ KN.m.}$$

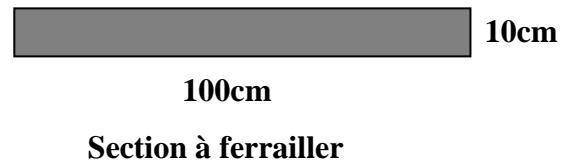
### III.1.6 Ferraillage :

a- à l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$



L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d-h/2)$ .

Tel que  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,868 * (0,08 - 0,1 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,01173 < \mu_l = 0,392$$

$$\text{D'où } A'_s = 0$$





$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0168$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,0794$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z\sigma_s} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{0,0794 * 348} = 0,3858 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,3858 * 10^{-4} - \frac{2,868 * 10^{-3}}{348} = 0,3034 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ Ø6} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

• Espacement :

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartition :  $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  on adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3\text{Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,02 + 1 = 2,02 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,02 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0252 \text{ KN}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$\tau_{se} = V_u / (0,9 * d * \Sigma\mu_i)$  tel que  $\Sigma\mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n * \pi\Phi = 7,54 \text{ cm}.$$

$$\tau_{es} = 2,02 * 10^{-3} / (0,9 * 0,08 * 0,0754) \rightarrow \tau_{es} = 0,372 \text{ Mpa}$$

$$0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$



**b- à l'ELS : (vérification des contraintes)**

$$d = 0,08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_1$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression  $c$  à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_a = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) = 0,6/2,125 + (0,08 - 0,1/2) = 0,31235 \text{ m.}$$

$$e_a > d \implies c \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0,08 - 0,31235 = -0,23235 \text{ m.}$$

$$c = -0,23235 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p*y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3*c^2 + (d-c)*6nA_s/b = -3*(-0,23235)^2 + (0,08+0,23235)*(6*15*2,01)/1 \\ = 56,342m^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 * 6nA_s/b = -2(-0,197)^3 - (0,08 + 0,197)^2 * (6*15*2,01)/1$$

$$q = -17,6234 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + 4*p^3 / 27 = 26807,57 \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0,5*(\Delta^{1/2} - q) = 90,676 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (90,676)^{1/3} = 4,49 \text{ m.}$$

$$y_c = Z - p/(3*Z) = 4,49 - 56,34215/(3*4,49) = 0,307 \text{ (distance de l'axe neutre au centre de pression)}$$

$$y_{ser} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465 \text{ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$I = b*y_{ser}^3/3 + 15 * (d - y_{ser})^2 \rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = 1*(0,07465)^3/3 + 15 * 2,01 * (0,08 - 0,07465)^2 = 1,0016*10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}*(y_{ser})/I = 0,04862 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,04862 < 15\text{Mpa} \rightarrow \text{vérifiée} .$$

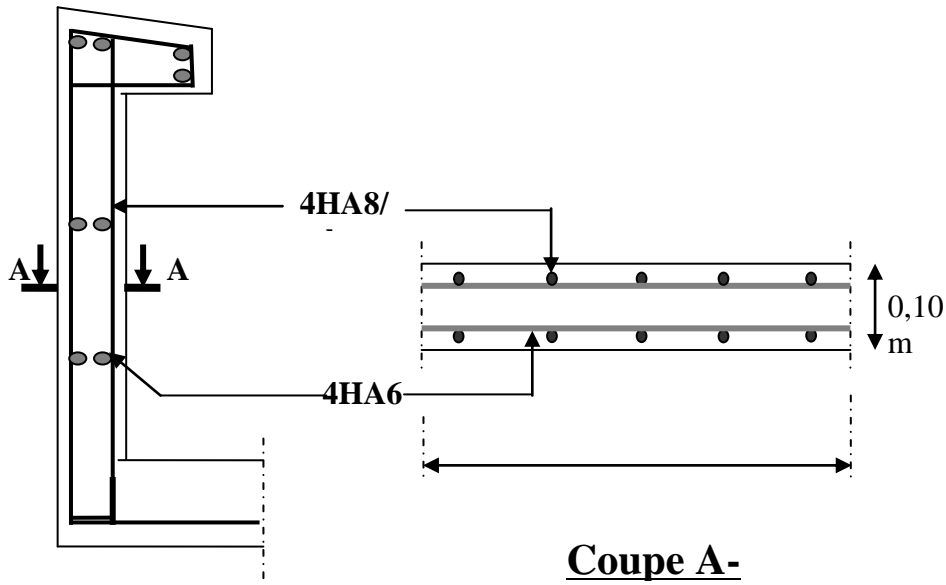
$$\sigma_s = 15 * M_{ser} * (d - y_{ser})/I = 0,05226 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(3/2f_e; 150 * \eta) = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 0,0226\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$



**schéma de ferrailage :**



**Fig III.1 : Acrotère**

**III.2 L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments bien protégé dans le bâtiment, et leurs calcul se fera en fissuration peut nuisible c.-à-d. à l'ELU.

D'après la formule de blondel (Voir (2) page 207 )

$$* 59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$$

h : hauteur de contre marche.

g : largeur de marche.

Il faut vérifie :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ et } 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm.} \Rightarrow h=17 \text{ cm} \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{et } g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm.} \Rightarrow g=30 \text{ cm}$$



**\*Nombre des contres marches dans une volée :**

$$N = \frac{H/2}{h} = (153/2)/17 = 9 \quad \text{AN : } N = 9 \text{ contres marches}$$

H : Hauteur d'étage.

N : contre marche.

h : hauteur de contre marche.

**Nombre des marches dans une volée :**

$$n = N - 1 = 9 - 1 \quad \text{AN : } n = 8 \text{ marches}$$

**\*Longueur de la pailasse:**

$$n = \frac{L'}{g} \Rightarrow L' = nxg = 8 \times 0.30 \quad \text{AN : } L' = 2.4 \text{ m}$$

**\*Inclinaison de la pailasse :**

$$\text{tg} \alpha = (280/2)/240 = 0.59 \Rightarrow \alpha = 33.66^\circ$$

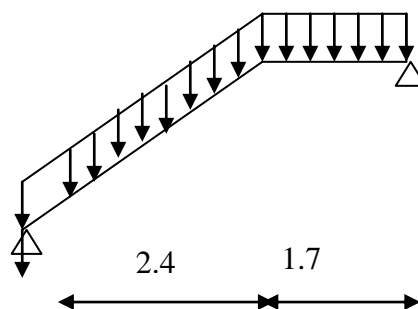
$$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.7 = 4.458 \text{ m} \quad \text{AN : } L = 4.458 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.15 \leq e \leq 0.18 \text{ cm} \quad \text{d'où on prend } e = 16 \text{ cm}$$

D'après le chapitre précédent (pré dimensionnement et descente de charge) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 766.67 \text{ kg/m}^2. \\ G_p = 571 \text{ kg/m}^2. \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2. \end{array} \right.$$

**Schéma statique :**





**2-1/ Calcul des sollicitations :**

**a/ Combinaison de charge :**

Les escaliers sont des éléments bien protégé dans le bâtiment, et leurs calcul se fera en fissuration peut nuisible c.-à-d. à l'ELU.

❖ Sur une bande de 1m de largeur on a:

**\*Palier :**

E.L.U :  $P_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35(5.71) + 1.5(2.50) = 11.45 \text{KN/ml}$

E.L.S :  $P_s = G_p + Q = 5.71 + 2.5 = 8.21 \text{KN/ml}$

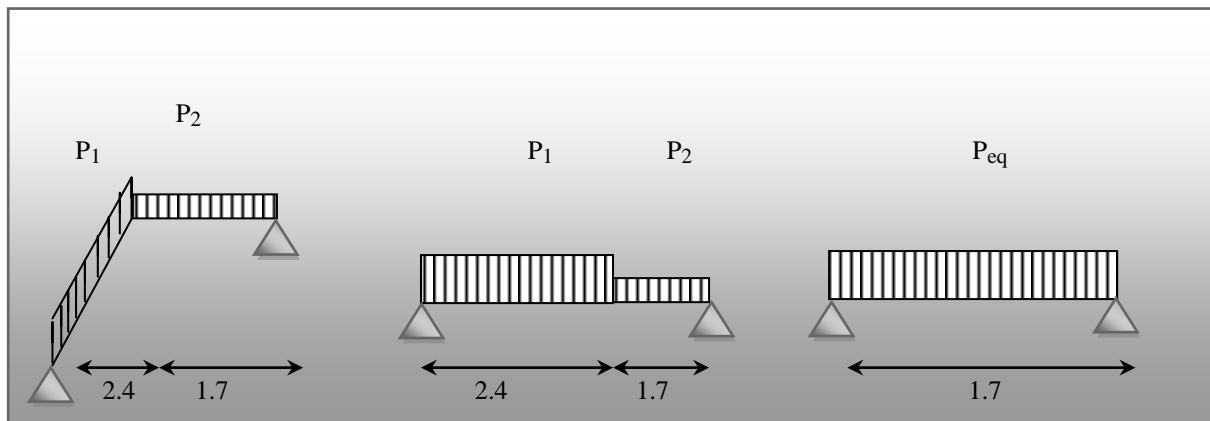
**\*volée:**

E.L.U :  $P_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35(766.76) + 1.5(2.50) = 10.38 \text{KN/ml}$

E.L.S :  $P_s =$

$G_p + Q = 766.76 + 2.5 = 10.16 \text{KN/ml}$

	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	10.38	11.45
ELS	10.16	8.21



La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 L_1 + P_2 L_2}{L_1 + L_2}$

Le moment isostatique :  $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \frac{L}{2}$

Moment en appuis :  $M_{app} = 0.3M_0$

Moments en travée :  $M_t = 0.85M_0$



L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \frac{L}{2}$

**E.L.U :**

La charge équivalente  $P_{eq} = \frac{10.38 \times 2.4 + 11.45 \times 1.7}{4.1} = 10.82 \text{ KN}$

moment isostatique :  $M_0 = 10.82 \frac{4.1^2}{8} = 22.74 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_u = 10.82 \frac{4.1}{2} = 22.18 \text{ KN}$

Moment en appuis :  $M_{app} = 0.3 \times 22.74 = 6.82 \text{ KN.m}$

Moments en travée :  $M_t = 0.85 \times 22.74 = 19.32 \text{ KN.m}$

**E.L.S :**

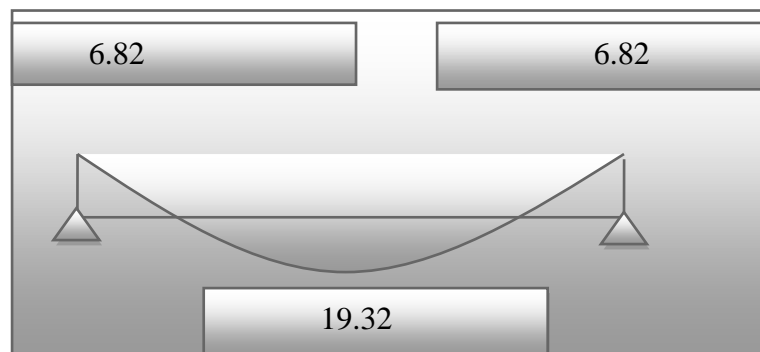
La charge équivalente  $P_{eq} = \frac{10.16 \times 2.4 + 8.21 \times 1.7}{4.1} = 9.35 \text{ KN}$

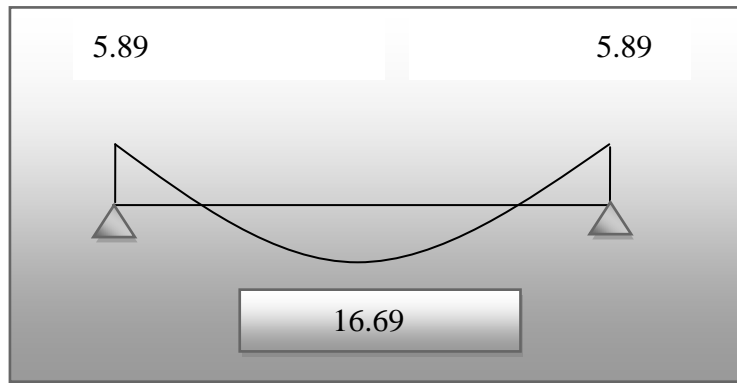
Le moment isostatique  $M_0 = 9.35 \frac{4.1^2}{8} = 19.64 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_u = 9.35 \frac{4.1}{2} = 19.16 \text{ KN}$

Moment en appuis :  $M_{app} = 0.3 \times 19.64 = 5.89 \text{ KN.m}$

Moments en travée :  $M_t = 0.85 \times 19.64 = 16.69 \text{ KN.m}$

**Diagrammes des moments (E.L.U)**



Diagrammes des moments (ELS)

Elément					
E.L.U	19.32	22.74	6.82	19.32	22.18
E.L.S	9.35	19.64	5.89	16.69	19.16

**E.L.U :**

**En travée :** l'enrobage :  $c=3cm^2$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1932.01}{16.13^2 \cdot 14.2} = 0.05$$

$$A' = \text{onc } 0 \rightarrow \beta = 0.97$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \delta s} = \frac{1932.01}{348 \times 0.97 \times 13} = 4.38$$

$$A=7.92 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7 \text{ T12}$$

**Condition de non fragilité :**

\* Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{68220}{16.13^2 \cdot 14.2} = 0.017$$

$$A' = \text{onc } 0 \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \delta s} = \frac{68220}{348 \times 0.99 \times 13} = 15.2$$





$$A=14.07\text{cm}^2 \longrightarrow 7 \text{ T16}$$

**Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1) :**

$$1/ \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \longrightarrow \alpha = 0.033$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1932}{1669} = 1.15$$

$$\frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 > \alpha = 0.033$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0,85M_0 \quad \text{C.V}$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.38}{100 \times 16} = 0.00273 < 0.0105 \text{ C.V}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{410} = 0.0339 < 0.0625 \text{ C.V}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

**La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{q * L}{2} = \frac{1145 * 4.1}{2} = 2347.25 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2347.25}{100 \times 160 \times 13} = 0.11 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

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

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

**ELS :**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1669}{16 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.04$$

$$A' = \text{onc } 0 \rightarrow \beta = 0.97$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{1669}{348 \times 0.97 \times 13} = 3.77 \text{ cm}^2$$

$$A=7.92\text{cm}^2 \longrightarrow 7 \text{ T12}$$

**Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5800}{16 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.015\$$$

$$A' = \text{onc } 0 \rightarrow \beta = 0.91$$



$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \delta s} = \frac{5800}{348 \times 0.99 \times 13} = 12.95$$

$$A = 14.07 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7 \text{ T16}$$

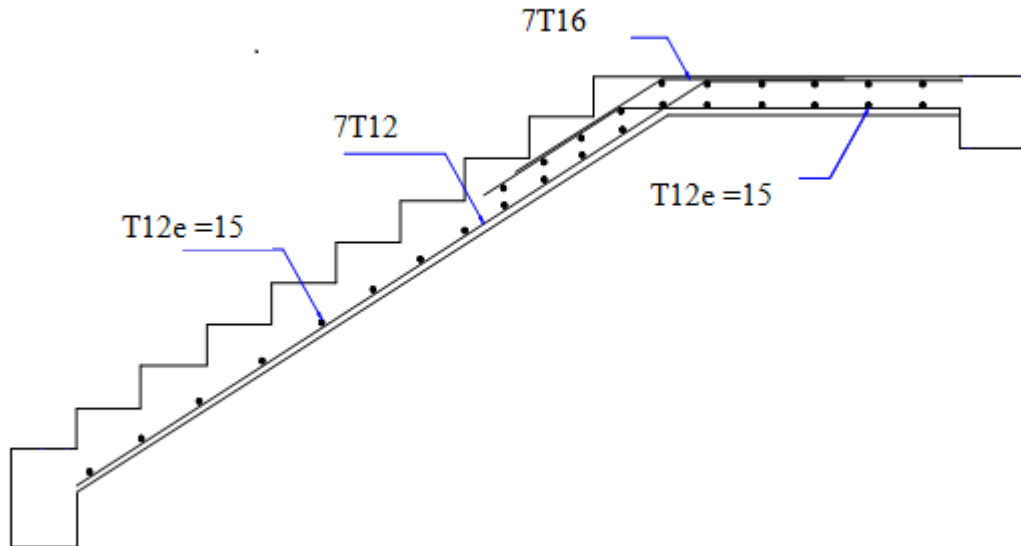


Fig III.2 : ferrailage du L'escalie

### III.3 Ferrailage de balcon :

Le balcon est assimilé à une console courte de longueur  $L = 1.1 \text{ m}$  et de hauteur  $h = 0.16 \text{ m}$

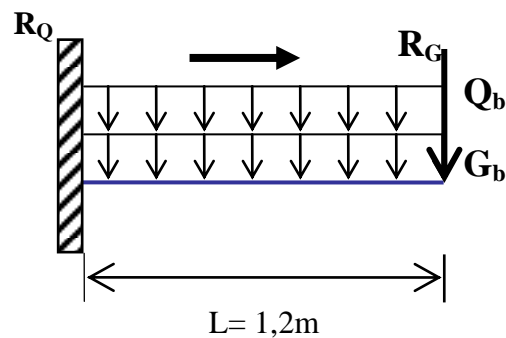


Fig III.3.1 : Les charges appliquées sur le Balcon loggia.

#### 1. Evaluation des charges :

- Charge permanente :  $G_b = 689 \text{ kg/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q_b = 350 \text{ kg/ml}$ .
- Charge centré (garde-corps + main courante) :  $R_G = 198 \text{ kg}$   
 $R_Q = 100 \text{ kg}$



## 2. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est jugée préjudiciable.
- Le ferrailage se fera à l'ELU et à l'ELS, en flexion simple.

a. **ELU** :  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$

b. **ELS** :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_{st}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

## 3. Combinaison des actions:

### a. ELU :

$$G_u = 1,35 \times G_b + 1,5 \times Q_b = 1,35 \times 0,689 + 1,5 \times 0,350 \rightarrow G_u = 1,455 \text{ t/ml.}$$

$$P_u = 1,35 \times R_G + 1,5 \times R_Q = 1,35 \times 0,198 + 1,5 \times 0,1 \rightarrow P_u = 0,4173 \text{ t/ml.}$$

### b. ELS :

$$G_{ser} = G_b + Q_b = 0,689 + 0,350 \rightarrow G_{ser} = 1,039 \text{ t/ml.}$$

$$P_{ser} = R_G + R_Q = 0,198 + 0,1 \rightarrow P_{ser} = 0,298 \text{ t/ml.}$$

## 4. Moment à l'encastrement et effort tranchant de ferrailage :

### a. ELU :

$$M_u = \left(\frac{G_u \times L^2}{2}\right) + (P_u \times L) = \left(\frac{1,455 \times 1,2^2}{2}\right) + (0,4173 \times 1,2) \Rightarrow M_u = 1,54 \text{ t.m.}$$

$$V_u = (G_u \times L) + P_u = (1,455 \times 1,2) + 0,4173 \Rightarrow V_u = 2,1633 \text{ t.}$$

### b. ELS :

$$M_{ser} = \left(\frac{G_{ser} \times L^2}{2}\right) + (P_{ser} \times L) = \left(\frac{1,039 \times 1,2^2}{2}\right) + (0,298 \times 1,2) \Rightarrow M_{ser} = 1,1056 \text{ t.m.}$$

## III.3.1 Ferrailage longitudinal :

### a. ELU :

Données :

$$h = 0,16 \text{ m} \quad , \quad b = 1 \text{ m} \quad , \quad d = 0,9 \times h = 0,140.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad . \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad . \quad f_e = 400 \text{ Mpa} \quad . \quad f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,54 \times 10^{-2}}{14,17 \times 1 \times 0,140^2} = 0,055$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \quad \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{Armatures comprimées non nécessaire}).$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$



$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.071$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.14$$

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times z} = \frac{1.54 \times 10^{-2}}{347.83 \times 0.14} = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 3.16 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

**b. ELS:**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.144 = 0.0759$$

$$Z = d - \frac{\alpha_{rb}}{3} = 0.144 - \frac{0.071}{3} = 0.120 \text{ m}$$

$$A_{ser} = 4.56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

✓ **Vérifications nécessaires :**

$$A^{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Leftrightarrow A^{CNF} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A^{CNF} = 1.74 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferrailage adopté:**

$$\text{Max}(A_{su}; A_{ser}; A^{CNF}) = \text{max}(3.16 \text{ cm}^2; 4.56 \text{ cm}^2; 1.74 \text{ cm}^2) = 4.56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc on prend **4T12/ml (4.52 cm<sup>2</sup>)** avec **e=25cm**.

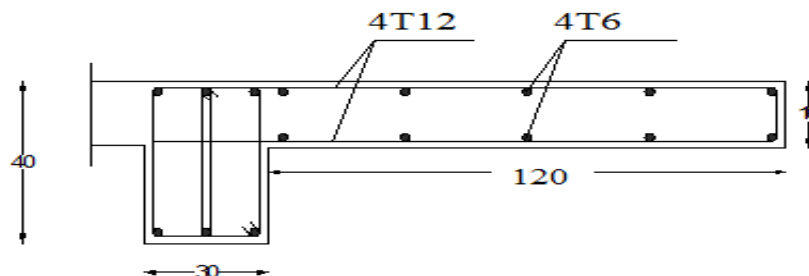
**III.3.2 Ferrailage transversal :**

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{2.1633}{1 \times 0.144} = 0.15 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.15 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{4.56}{4} = 1.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{4T6 (e=25cm)}$$



**Fig III.3.2: ferrailage du balcon.**



### III.4 Ferraillage des planchers :

#### III.4.1 Introduction :

Un grand nombre des planchers sont constitué par des dalles reposantes sur une structure orthogonale (des poutres, poutrelles et des poutres principales.) Ces derniers transmettent les charges des planchers aux poteaux.

Les planchers à corps creux sont composées :

- De dalle mince de 4 à 5cm d'épaisseur qu'on appelle table de compression.
- Des corps creux (des éléments soit en terre soit en béton ou bien en béton léger.)
- Considérée comme remplissage ou coffrage perdue et qui sont des différentes épaisseurs de (16-20 et24.)
- Poutrelles en béton armé coulées sur place ou préfabriquée.
- Ce type de plancher caractérisé par sa légèreté, sa bonne isolation phonique.

#### III.4.2 Calcul des planchers :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \text{ avec } : L_x < L_y .$$

**\*Méthode de calcul :** D'après (B.A.E.L-91 modifier 99 page 49)

#### **\*Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire :**

\*Pour que la méthode soit applicable il faut que :

**A/** La méthode s'applique aux constructions ou la charge d'exploitation soit :

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

**B/** L'inertie des différentes travées sont les mêmes.

**C/** Les portées successives sont dans un rapport compris ente 0.8 et 1.25

**D/** La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé et de son revêtement.

#### **\*La vérification des conditions :**

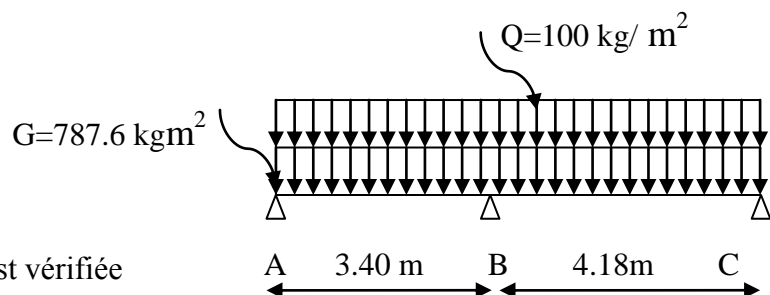
#### **Plancher terrasse :**

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

$$2G = 787.6 \times 2 = 1575.2\text{KN/m}^2$$

$$Q = 100\text{daN/m}^2$$

$$Q = 100 < 1575.2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$





Les poutrelles ont des sections constants  $\rightarrow I = \text{constante}$

$L_1 = 3.80\text{m}$  ,  $L_2 = 3.10\text{m}$

\* Les portées successives :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{3.40}{3.18} = 1.06 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{4.18}{3.55} = 1.17 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.55}{3.45} = 1.02 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Evaluation des charges :**  
**Plancher étage – courant :**

\* Les charges permanentes : d'après (DT.R.B.C.2.2)

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges( $N/m^2$ )
1	Carrelage + mortier de pose	0.02	1600	44 kg/m <sup>2</sup>
2	Isolation phonique.	0.02	2200	40 kg/m <sup>2</sup>
3	Plancher à coprs-creux	0.03	2200	51 kg/m <sup>2</sup>
4	Enduit en plâtre.	0.16	40	400 kg/m <sup>2</sup>
5	Cloison	0.03	2500	30 kg/m <sup>2</sup>
6	Cloison répartie	--	-	100 kg/m <sup>2</sup>
<b>Charges permanentes</b>			<b>G</b>	<b>665 kg/m<sup>2</sup></b>
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>150 kg/m<sup>2</sup></b>



Pour les plancher d'habitation :

\* **Les surcharges charge d'exploitation** :

**Plancher terrasse :**

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charges( $N/m^2$ )
1	Couche de protection en gravillon roulé (5 cm)	0.05	1600	80 kg/m <sup>2</sup>
2	Etanchéité multicouche	0.12	2200	12 kg/m <sup>2</sup>
3	Béton de pente	0.12	2200	264 kg/m <sup>2</sup>
4	Isolation thermique en liège (4cm)	0.04	40	1.6 kg/m <sup>2</sup>
5	Poids propre de la dalle (16cm)	0.16	2500	400 kg/m <sup>2</sup>
6	Plâtre (3cm)	0.03	1000	30 kg/m <sup>2</sup>
Charges permanentes			G	787.6 kg/m <sup>2</sup>
Charges d'exploitation			Q	100 kg/m <sup>2</sup>

\* **Charge permanente :**

**Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U : } Pu = [(1.35 G + 1.5 Q)]$$

$$\text{E.L.S : } Ps = (G + Q)$$

**Type des planchers :**

- Plancher sur 6 appuis.
- Plancher sur 8 appuis.





**\* Remarque :**

La méthode de calcul que nous choisissons est " la méthode forfaitaire " .

**Calcul des planchers à corps creux :**

**Plancher étage courant :**

**\* Condition d'application :**

$$G = 6650 \text{ N/m}^2 \quad Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

$$1- \begin{cases} Q \leq 2 G \Rightarrow (1500 < 13300) \dots\dots\dots c.v \\ Q \leq 500 \text{ Kg / m}^2 \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg / m}^2 \dots\dots\dots c.v \end{cases}$$

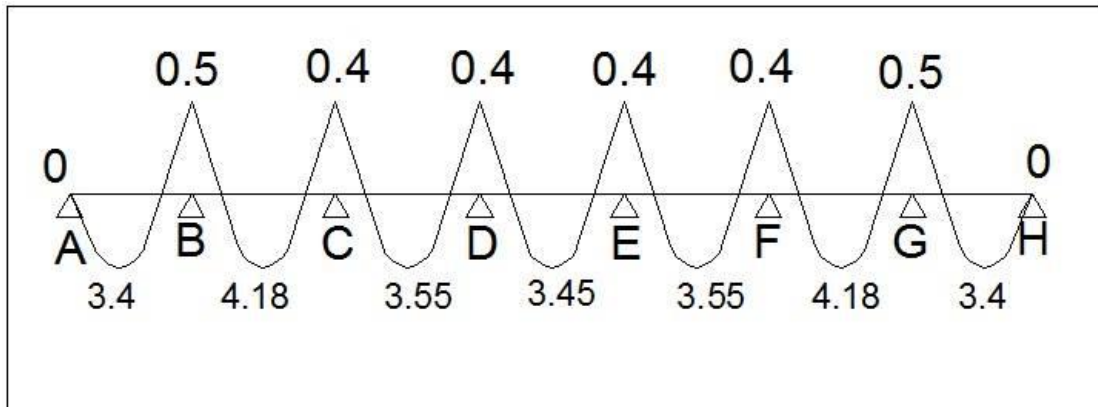
$$2- \text{Inertie constante (I) } \dots\dots\dots c.v$$

$$3- 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{340}{418} = 0.81 \leq 1.25 \dots\dots\dots c.v$$

4- Fissuration peu nuisible .....c.v

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1500}{1500 + 6650} = 0.184$$

**- Nervures sur 8 appuis :**



**\* Les moments en travées :**

**1- Cas de travée de rive :**

**Trave (A-B) (H-G) :**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.805 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.800 M_0$$



$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.627 M_0$$

**2- Cas de travée intermédiaire :**

**Trave (B-C) (F-G) :**

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6 M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6 M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.627 M_0$$

**Trave (C-D) (D-E) (E-F) :**

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.05 M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05 M_0 \Rightarrow M_t \geq 1.05 M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.627 M_0$$

On adopte  $M_{t1} = 0.8 M_0$

$$M_{t2} = 0.62 M_0$$

$$M_{t3} = 1.05 M_0$$

**\* Les moments isostatiques :**

E.L.U	Les travées				E.L.S	Les travées			
	3.4 m	4.18 m	3.55 m	3.45 m		3.4 m	4.18 m	3.55 m	3.45 m
$P_u(N/ml)$	11227.5	11227.5	11227.5	11227.5	$P_s(N/m)$	8150	8150	8150	8150
$M_0(N.m)$	16223.73	24521.4 2	1933.69	16704.4 1	$M_0(N.m)$	11776.7 5	17800	12838.7	12125.67

$$M_0 = \frac{P l^2}{8}$$



\* Les moments en travées :

<i>Travées</i>	<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>		
	<i>(m)</i>	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
<b>3.4</b>		<b>16223.73</b>	<b>12978.98</b>	<b>11776.75</b>	<b>5212.04</b>
<b>4.18</b>		<b>24521.42</b>	<b>6222.66</b>	<b>17800</b>	<b>4488.14</b>
<b>3.55</b>		<b>1933.69</b>	<b>6222.66</b>	<b>12838.7</b>	<b>4488.14</b>
<b>3.45</b>		<b>16704.41</b>	<b>7226.32</b>	<b>12125.67</b>	<b>5212.04</b>

\* Les moments en appuis :

<i>Travées</i>	<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>		
	<i>(m)</i>	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
<b>1-2</b>		<b>16223.73</b>	<b>8111.86</b>	<b>11776.75</b>	<b>5888.375</b>
<b>2-3</b>		<b>24521.42</b>	<b>9700.568</b>	<b>17800</b>	<b>7120</b>
<b>3-4</b>		<b>1933.69</b>	<b>773.476</b>	<b>12838.7</b>	<b>5135.48</b>
<b>4-5</b>		<b>16704.41</b>	<b>6681.764</b>	<b>12125.67</b>	<b>4850.26</b>



\* Les moments en appuis :

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
1-2	16223.73	8111.86	11776.75	5888.375
2-3	24521.42	9700.568	17800	7120
3-4	1933.69	773.476	12838.7	5135.48
4-5	16704.41	6681.764	12125.67	4850.26

\* Les efforts tranchants :

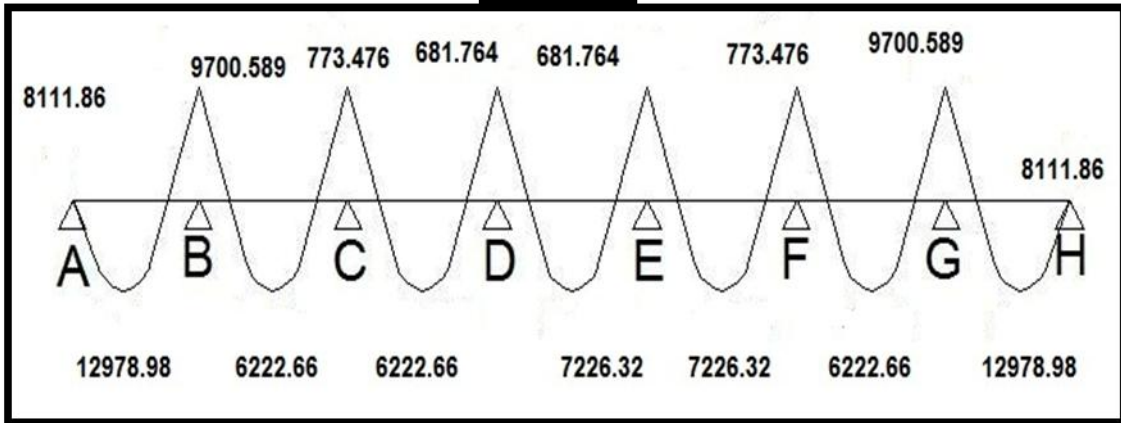
$$T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \qquad T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$
1-2	3.40	5726.01	-6432.17	3988.2	-2303.28
2-3	4.18	5271.01	-1717.79	1882.70	-1959.52
3-4	3.55	1717.79	-5271.01	1959.52	-1882.70
4-5	3.45	6432.17	-5726.01	2303.28	-3988.2

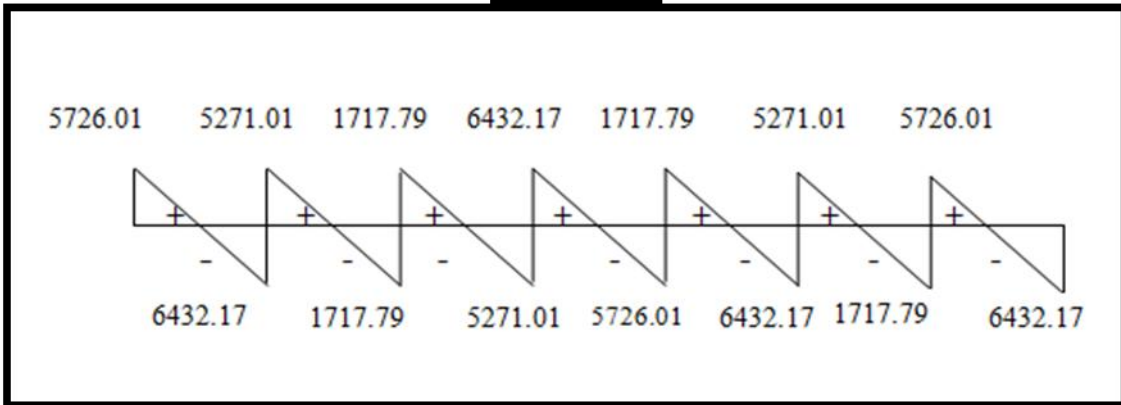


**ELU :**

M

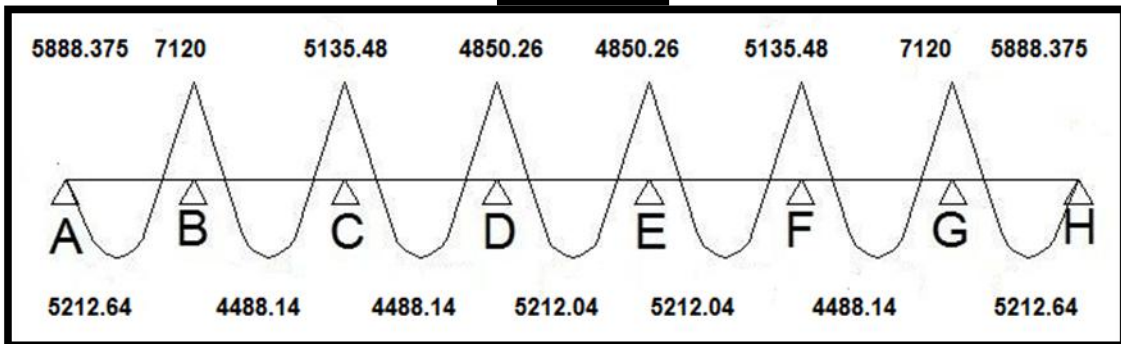


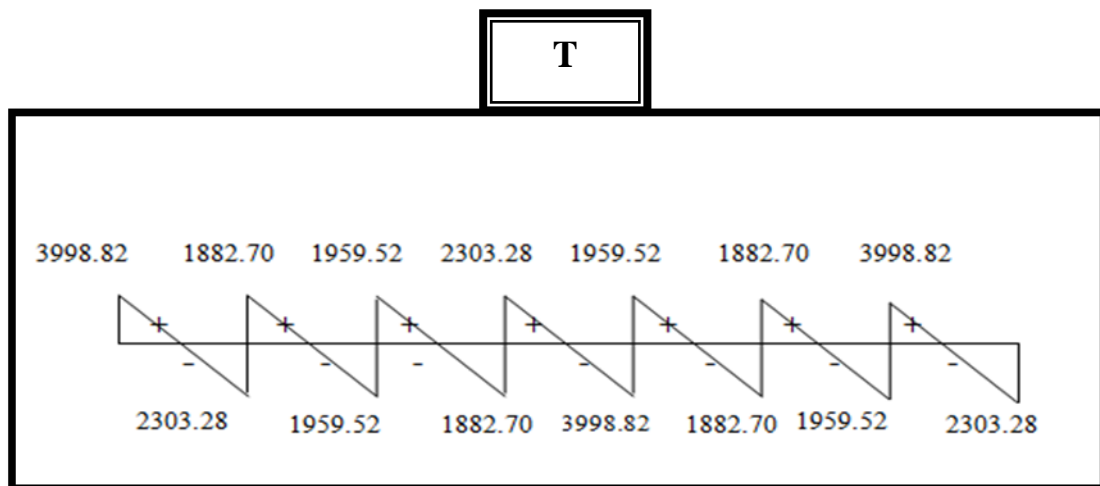
T



**ELS :**

M





**Calcul du ferrailage :**

	$M_t^{\max} (N . m)$	$M_{app}^{\max} (N . m)$	$T_{\max} (N)$
<b>E.L.U</b>	<b>12978.98</b>	<b>9700.568</b>	<b>6432.17</b>
<b>E.L.S</b>	<b>5212.04</b>	<b>7210</b>	<b>3988.2</b>

\* L'enrobage :  $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$ ,  $\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{16}{10} = 1.6cm$ .  $c_0 \geq 1 cm \Rightarrow c_0 = 1.6cm$   
 $\Rightarrow c \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 cm$ .

Alors on adopte  $c = 1.8 cm$ .

**Calcul des armatures longitudinale :**

**A- En travées :**

**E.L.U :**

$M_u = 12978.98 N.m$ .

$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right)$ .

$M_{Tab} = 59072 > 12978.98$

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .



**B- En appuis :**

$$M_{app} = -9700.568 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app} < 0.$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

**\* Tableau récapitulatif des résultats :**

Elément	$M(N.m)$	$b_0(cm)$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc} (cm^2)$
Appuis	9700.582	10	0.21	0.392	0.29	0.880	1.75
Travée	12978.98	65	0.043	0.392	0.54	0.78	0.73

**E.L.S :**

D'après le "B.A.E.L 85" :

\* La fissuration est peut nuisible  $\Rightarrow$  il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

\* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}_l$	condition
Travée	0.73	12978.98	5212.04	2.49	25	0.99	c. v
Appuis	1.75	9700.568	7210	1.3	25	0.4	c. v



\* **Condition de non fragilité** : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$

\* **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée :  $A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 16 = 1.04 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 16 = 0.16 \text{ cm}^2$

\* **Tableau récapitulatif des résultats** :

Elément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_m(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	0.73	1.41	1.04	1.41	1HA12= 1.13
Appuis	1.75	0.21	0.16	1.75	2HA12=2.26

**Vérification de l'effort tranchant :**

\* **La contrainte de cisaillement** : Selon la B.A.E.L 91 (A.5.1.1) :

La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : L'hauteur utile de la nervure .

$$\tau_u = \frac{12978.212}{100 \times 180} = 0.72 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc " $\tau_u$ " doit être au plus égale à la plus basse deux valeur :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{ Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A..1.211).}$$





$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.25, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

\* **Diamètre minimale  $\phi_t$**  : B.A.E.L (A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10}\right) = (5.71, 12, 10)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres  $\phi_6$  d'où :

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ de muance } F_e E 235$$

\* **L'espacement des cadres  $S_t$** : BAEL91 (A.5.1, 22) .

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{At \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot At \cdot f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3Kft_{28})} = 26.32 \text{ cm BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \leq \min(16.2, 32.9, 26.32)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

\* **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**: BAEL91(A.5.1,31)

A- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que l'on a :

$$v_u \leq \frac{0,8 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 2} ; a = 0.9 d = 16.2$$

Au maximum  $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm}$ .

$$V_u = 12978.98 \text{ m N}$$

$$\frac{0,8 \times 10 \times 16,2 \times 100 \times 25}{1,5 \times 2} = 108000 > v_u = 12978.98 \text{ mN} \dots \dots \text{(c.v)}$$

B- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieurs doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \cdot \frac{12978.98}{400} = 37.3 \text{ mm}^2 < 22.6 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{(c.v)}$$



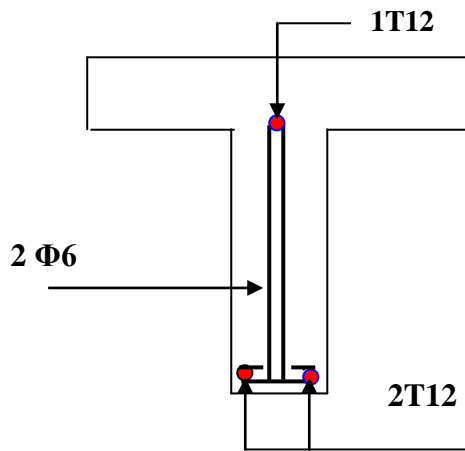
**\*Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{16}{340} = 0.047 > 0.044 \dots\dots\dots (c.v)$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{0,72.M_0}{15M_0} = 0.048 < 0.047 \dots\dots\dots (c.v)$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,60}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots (c.v)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.



**Fig III.4.1 : Schéma de ferrailage plancher courant**

**Plancher terrasse:**

$$G = 7876 \text{ N/m}^2 \quad Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

**\* Condition d'application :**

$$1- \begin{cases} Q \leq 2G \Rightarrow 1000 \leq 2 \times 7876 = 1122.75 \text{ N/m}^2 \dots\dots\dots c.v \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 100 < 500 \dots\dots\dots c.v \end{cases}$$

2- Inertie constante (I) .....c.v

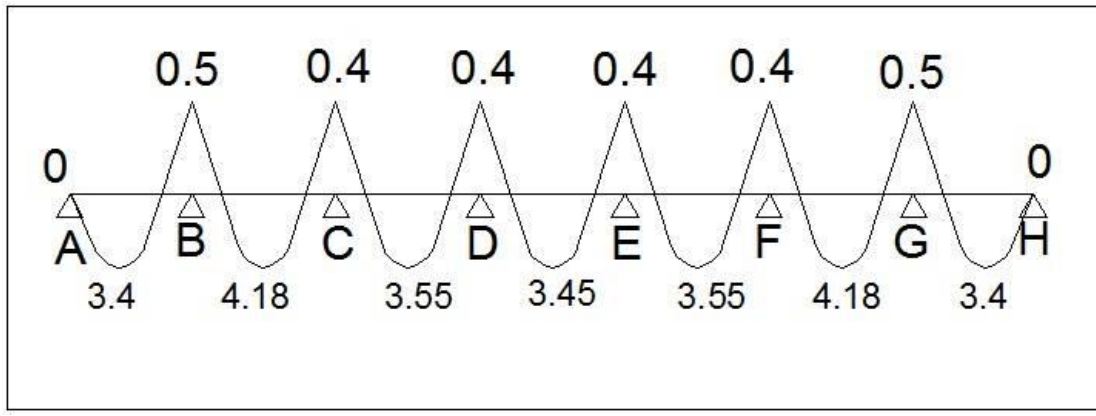
$$3- 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots c.v$$

4- Fissuration peu nuisible .....c.v

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = 0.11$$



**Nervures sur 8 appuis :**



**\* Les moments en travée :**

- Cas de travée de rive :

**Trave (A-B) (H-G) :**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.78M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.03M_0 \quad M_t = 0.78M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$

**Cas de travée intermédiaire :**

**Trave (B-C) (F-G) :**

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.033M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.58M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$

**Trave (C-D) (D-E) (E-F) :**

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.75M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.033M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$



On adopte  $M_{r1} = 0.78M_0$

$M_{r2} = 0.7 M_0$

$M_{r3} = 0.75M_0$

\* Les moments isostatiques:  $M_0 = \frac{P l^2}{8}$

E.L.U	Les travées				E.L.S	Les travées			
	3.4 m	4.18 m	3.55 m	3.45 m		3.4 m	4.18 m	3.55 m	3.45 m
$P_u(N/ml)$	1213.26	1213.26	1213.26	1213.26	$P_s(N/m)$	887.6	887.6	887.6	887.6
$M_0(N.m)$	1753.16	2649.82	1911.26	1805.10	$M_0(N.m)$	1282.58	1938.56	1398.24	1320.58

\* Les moments en travées :

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
3.4	1753.16	1367.46	1282.58	1000.41
4.18	2649.82	1854.87	1938.56	1356.99
3.55	1911.26	1433.44	1398.24	1048.68
3.45	1805.10	1353.82	1320.58	990.435

\* Les moments en appuis :

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
1-2	1753.16	876.58	1282.58	641.29
2-3	2649.82	1059.92	1938.56	775.424
3-4	1911.26	764.504	1398.24	559.29
4-5	1805.10	722.04	1320.58	528.23

## Les efforts tranchants :

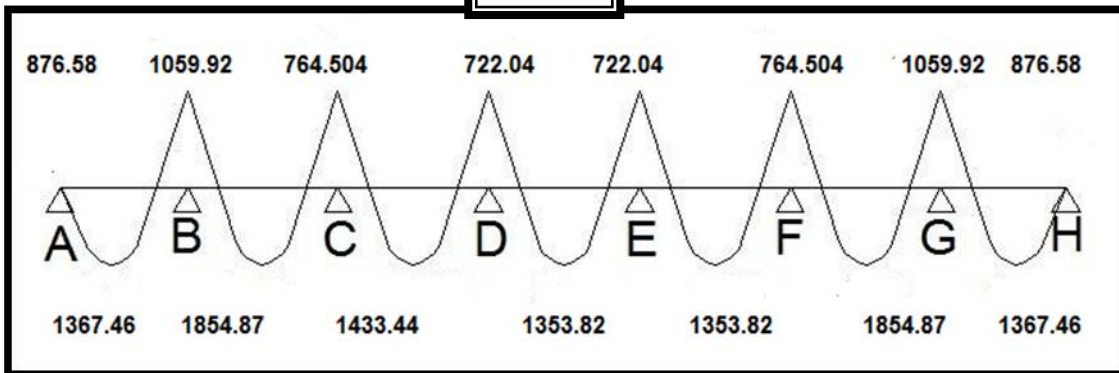
$$T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \qquad T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

Travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$
1-2	3.40	1660.35	-2069.8	1803.15	-1514.23
	4.18	2652.31	-2034.82	1940.38	-1488.65
3-4	3.55	2034.82	-2652.31	1488.65	-1940.38
4-5	3.45	2069.8	-1660.35	1514.23	-1803.15

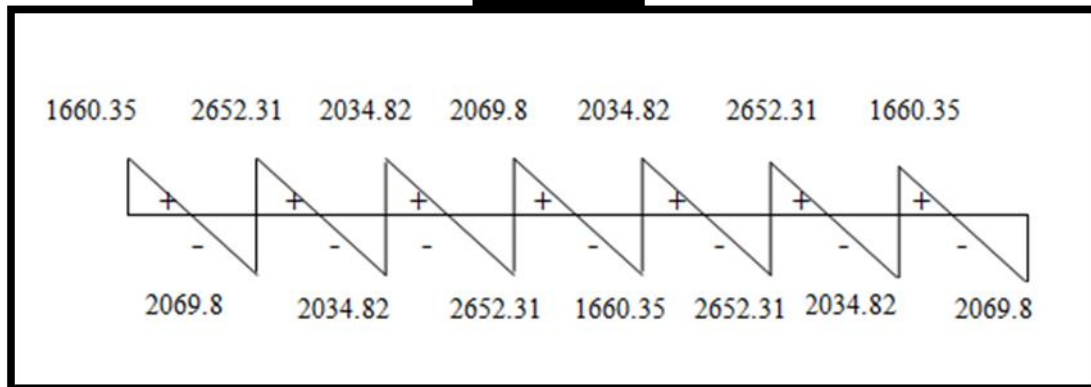


**ELU :**

M

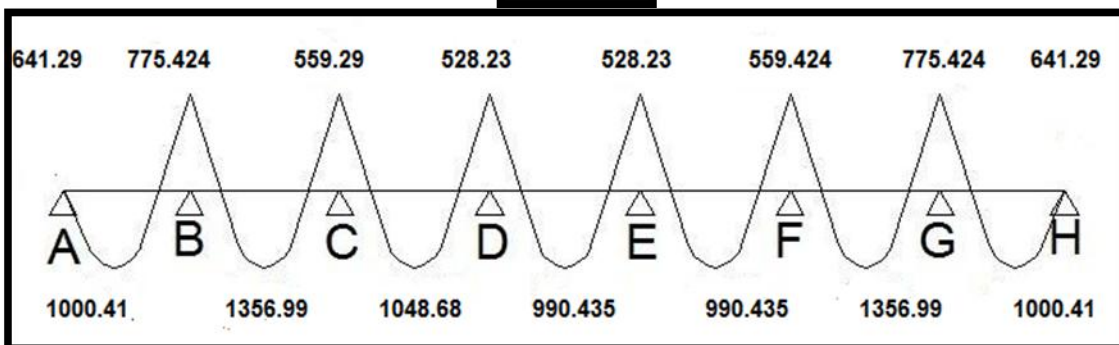


T



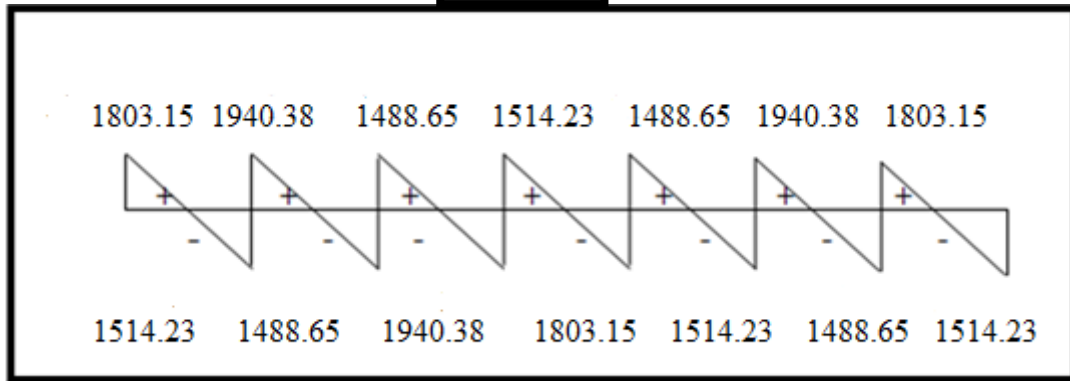
**ELS :**

M





T



**Calcul du ferrailage :**

	$M_t^{\max} (N.m)$	$M_{app}^{\max} (N.m)$	$T_{\max} (N)$
<b>E.L.U</b>	<b>1854.87</b>	<b>1059.92</b>	<b>12652.31</b>
<b>E.L.S</b>	<b>1356.99</b>	<b>778.42</b>	<b>1940.38</b>

\* L'enrobage :  $c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$ ,  $\phi \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$ .  $c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1.6 \text{ cm}$

$$\Rightarrow c \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 \text{ cm}.$$

Alors on adopte  $c = 1.8 \text{ cm}$ .

**\* Calcul des armatures longitudinales :**

**E.L.U :**

**A- En travée :**

$$M_u = 1854.87 \text{ N.m} < M_{tab} = 59072 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

**B- En appuis :**

$$M_u = -1059.92 \text{ N.m} < M_{app} = 0$$

Alors nous considérons une section rectangulaire

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .



$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

\* **Tableau récapitulatif des résultats :**

Élément	$M(N.m)$	$b_0(cm)$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc} (cm^2)$
Appuis	1059.92	10	0.023	0.392	0.029	0.98	0.17
Travée	1854.87	65	0.006	0.392	0.007	0.99	0.29

**E.L.S :**

D'après le "B.A.E.L 85" :

\* La fissuration est peut nuisible  $\Rightarrow$  il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

\* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Élément	$\alpha$	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}_l$	condition
Travée	0.29	1854.87	1356.99	1.3	25	0.4	c. v
Appuis	0.17	1059.92	775.424	1.3	25	0.4	c. v

\* **Condition de non fragilité :** B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$





\* **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée :  $A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 16 = 1.04 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 16 = 0.16 \text{ cm}^2$

\* **Tableau récapitulatif des résultats :**

Elément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_m(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	0.29	1.41	1.04	1.04	2HA12=2.26
Appuis	0.17	0.21	0.16	0.21	1HA12=1.13

**Vérification de l'effort tranchant :**

\* **La contrainte de cisaillement** : Selon la B.A.E.L 91 (A.5.1.1) :

La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : L'hauteur utile de la nervure .

$$\tau_u = \frac{1356.99}{100 \times 180} = 0.07 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc " $\tau_u$ " doit être au plus égale à la plus basse deux valeur :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \text{Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A..1.211).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.25, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{c.v}$$



\* **Diameter minimal**  $\phi_t$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ mm}^2$

\* **L'espacement des cadres** ( $S_t$ ):

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

\* **Influence de l'effort tranchant :**

**A- Sur appuis :**

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times f_{t28}}{\gamma_b \times 2} = 108000 > V_u = 1356.99 \text{ N} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

**B-  $A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$**

$A = 226 \text{ mm}^2$

$$\gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{1356.99}{400} = 39$$

$\Rightarrow 226 > 39 \dots\dots\dots \text{c.v}$

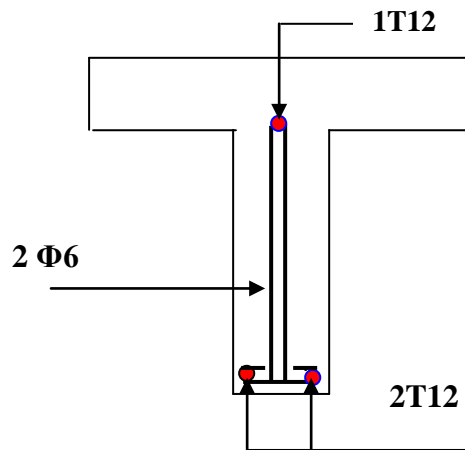


Fig III. 4.2: Schéma de ferrailage plancher terrasse



**La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml. On adapte } 5\text{Ø}5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3Ø5 = 0,59 cm<sup>2</sup>

**\*Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{16}{340} = 0,047 > 0,044 \dots\dots\dots (c.v)$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{0,72 \cdot M_0}{15M_0} = 0,048 < 0,047 \dots\dots\dots (c.v)$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,60}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots (c.v)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

# **CHAPITRE IV :**

## **Étude dynamique**



### **IV.1 Introduction:**

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

### **IV.2 But de l'étude dynamique :**

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation  $Q$  ( $\beta = 0,2$ ).

### **IV.3 Modélisation :**

La modélisation de la structure prend en compte deux paramètres :

- Le respect de la position du centre de gravité des masses et de leur répartition dans la structure.

- La rigidité des éléments.

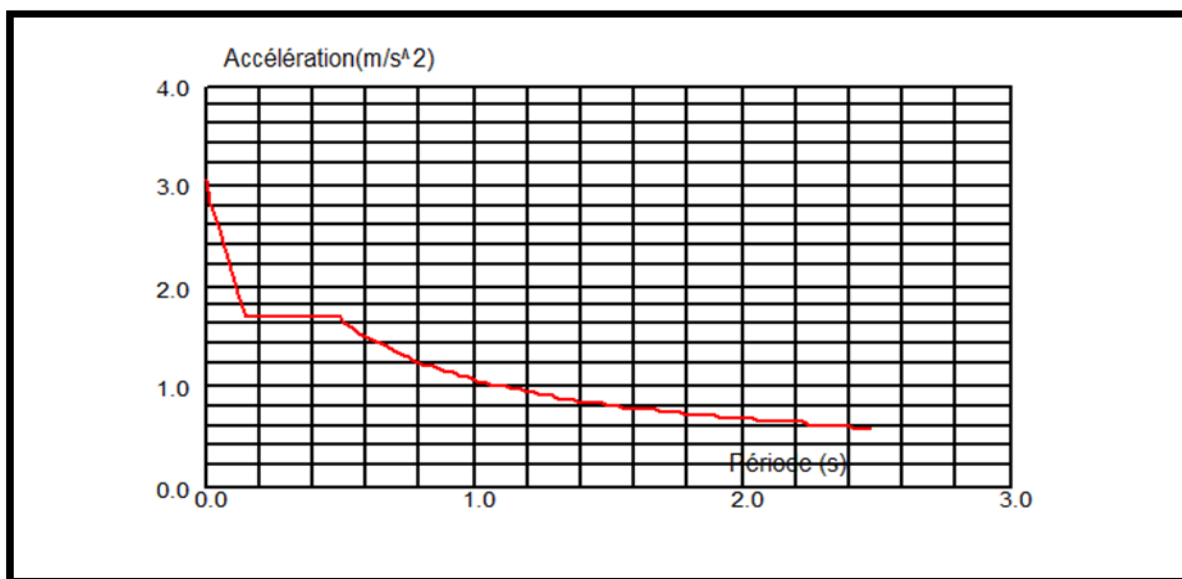
- La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible rigidement encastrée à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers, ainsi nous considérons ces planchers comme étant indéformables dans leurs plans d'où la possibilité de leur schématisation par une seule masse.

- Nous obtenons ainsi un modèle à 10 masses concentrées. Chaque masse a un degré de liberté qui est

#### **-Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans

L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :



$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η**: Coefficient de correction d'amortissement.

**Q** : facteur de qualité.

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**R** : coefficient de comportement.

**R = 5** mixte Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

Quend **ξ=5** on a **η=1**



**Tableau 4.2 : Valeur de  $\xi(\%)$  RPA 99**

	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

→  $\xi = 7 \%$

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$

**A** : coefficient d'accélération de zone donne par le (TAB.4.1)

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**ZONE III, groupe 2 → A = 0.25**

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

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

Avec:

**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** →  $C_T = 0,050$



**D** : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

Donc :

$$T = 0,05 \times 27.54^{3/4} = 0,601 \text{sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{26.70}} = 0.47 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.47 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{15.50}} = 0.629 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.629 \text{ sec}$$

**Q** : facteur de qualité, il est déterminé par la forme :  $Q = 1 + \sum_1^b P_a$  (4-4)

$P_q$  : la pénalité pénalisée à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au Tab 4.4 (R.P.A 99) : (facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités  $P_q$  ).

Critère q	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.10) = 1,20.$$

$$Q_y = 1,20.$$

**-Nombre de modes à considérer :**

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4-a) préconise de prendre en considération ce qui suit:





a) 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 l'excitation doit être tel que:

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** à moins de la masse totale de la structure.
- où 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 dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K retenir doit être tel que:

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N : est le nombre de niveaux au dessus du sol.

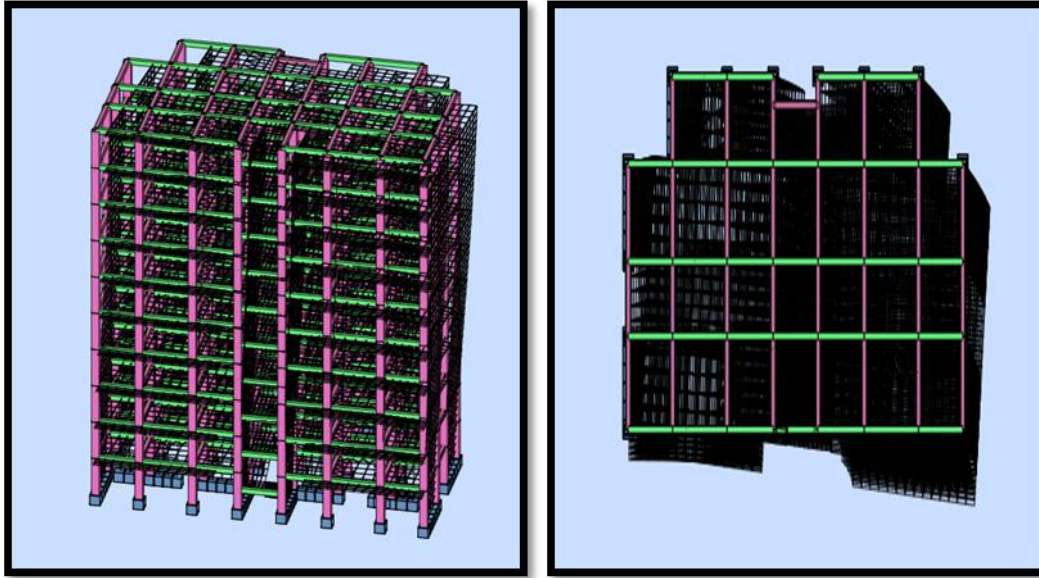
T<sub>K</sub> : la période du mode K.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	2.06	0.49	51.77	9.70	51.77	9.70
2	2.11	0.47	60.39	67.45	8.61	57.75
3	2.46	0.41	74.14	67.45	13.75	0.00
4	7.17	0.14	86.97	86.31	12.48	0.01
5	9.25	0.11	86.98	86.31	0.01	18.84
6	10.29	0.10	87.62	86.31	0.63	0.00
7	14.08	0.07	92.56	92.79	4.94	0.00
8	20.81	0.05	92.56	92.81	0.01	6.48
9	21.68	0.05	95.11	92.81	2.55	0.02
10	22.96	0.04	95.18	9.70	0.06	0.00

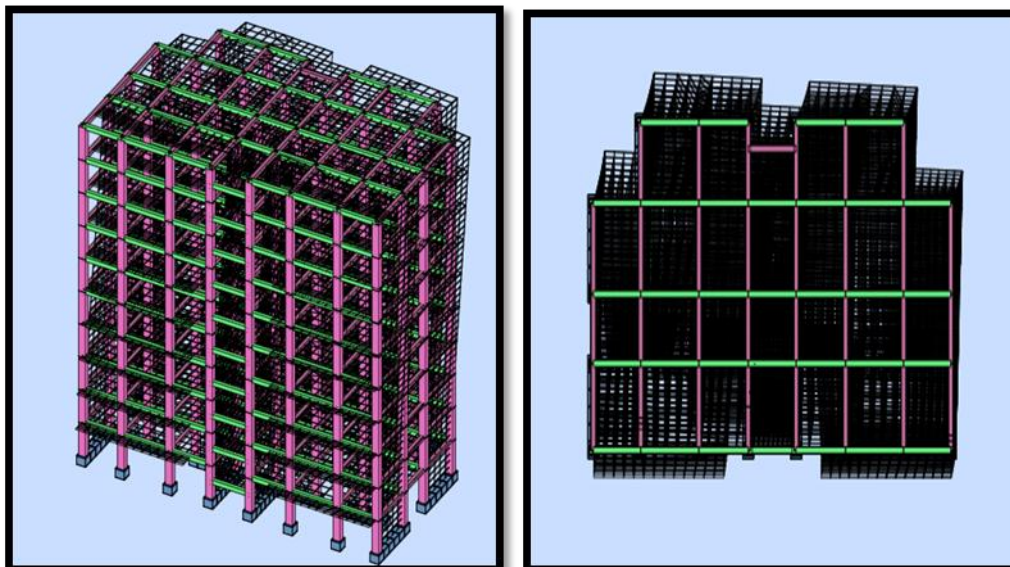
**Interprétation:**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

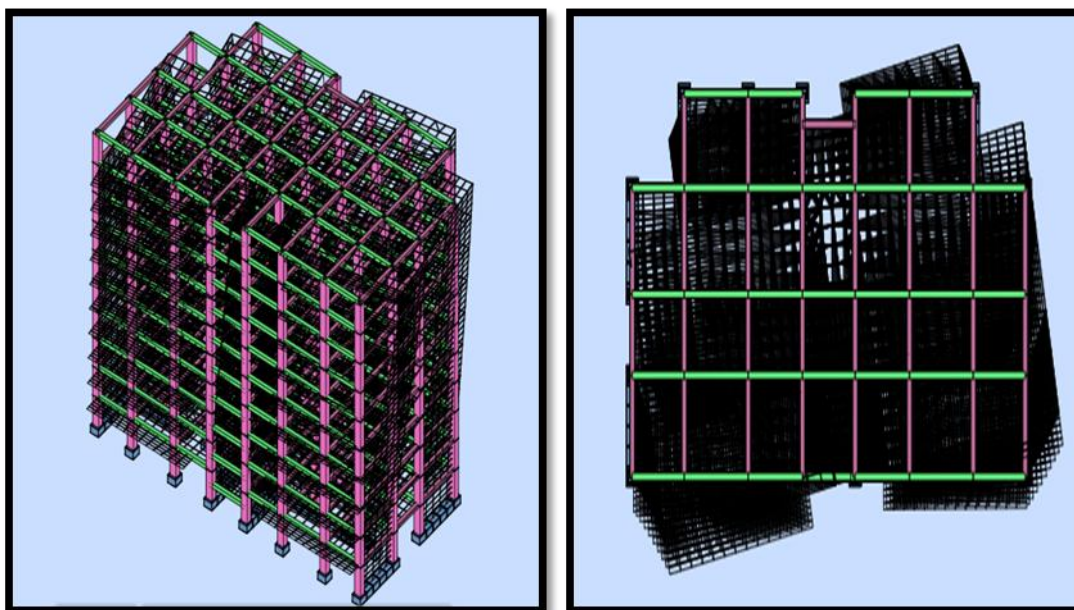
- le premier que le 1<sup>er</sup> mode est un mode torsion avec la translation ( $u_x=51.77\%$ ,  $u_y=9.70\%$ ).
- le 2<sup>ème</sup> mode est un mode torsion avec la translation ( $u_x=60.39\%$ ,  $u_y=67.45\%$ ).
- le 3<sup>ème</sup> est un mode torsion pure.



**Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.**



**Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.**



**Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan**

**Problématique :**

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- Le mode(1) : il ya une torsion avec la translation.
- Le mode(2) : il ya une torsion avec la translation.
- Le mode(3) : il ya une torsion.

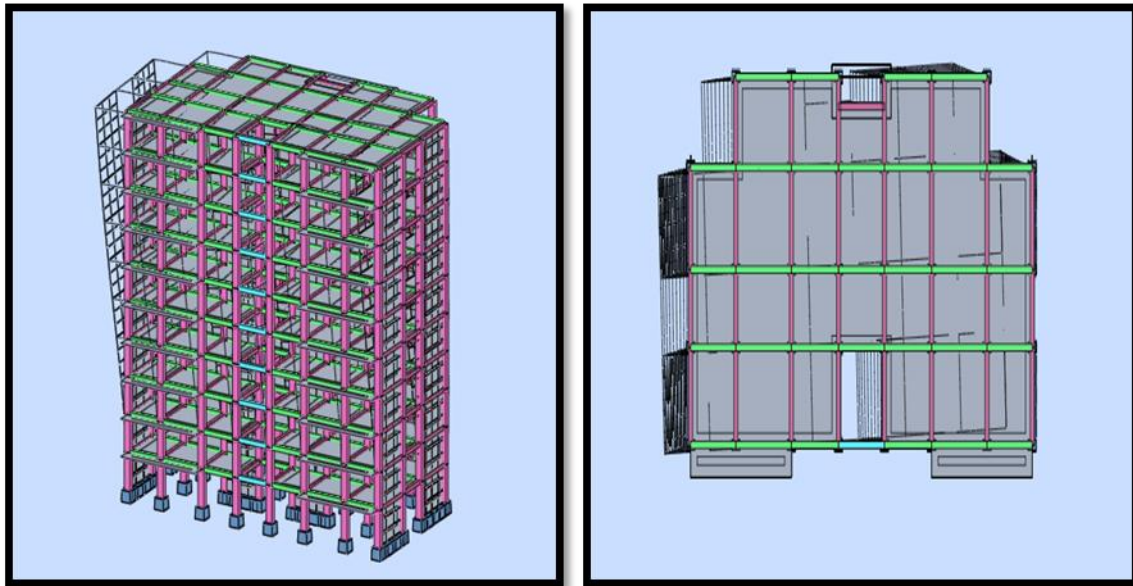
- **La solution :**

- Pour cette raison, on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1.91	0.52	71.35	0.00	71.35	0.00
2	2.15	0.46	0.00	68.03	0.00	68.03
3	2.75	0.36	0.70	0.00	72.05	68.03

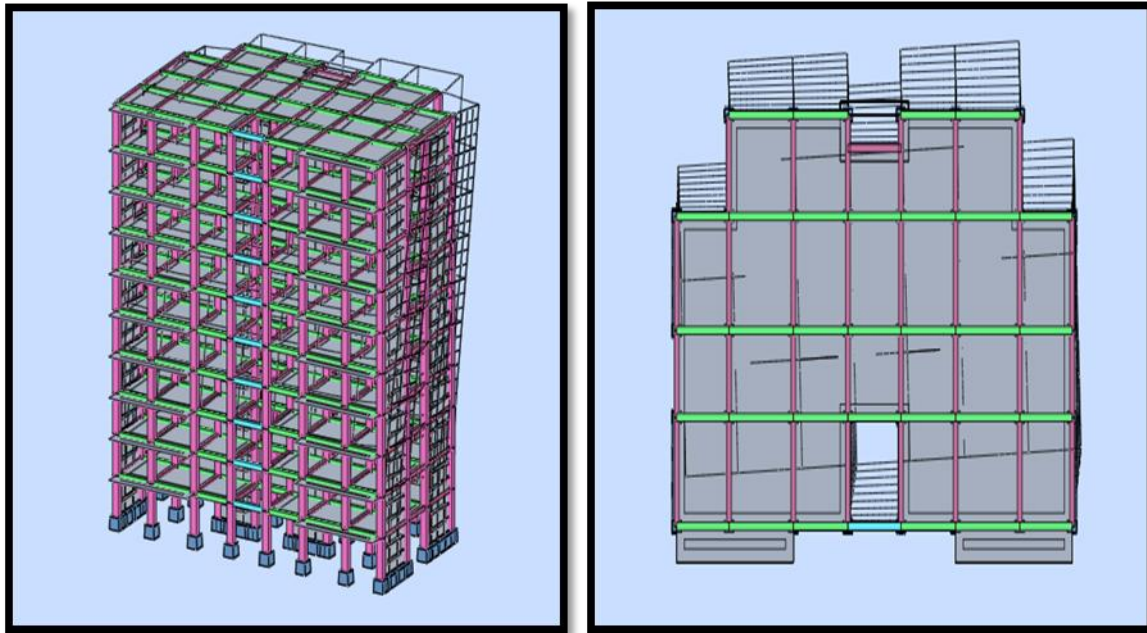


4	6.91	0.14	14.30	0.00	86.35	68.03
5	9.23	0.11	0.00	18.44	86.35	86.48
6	11.94	0.08	0.13	0.00	86.47	86.48
7	14.17	0.07	5.60	0.00	92.07	86.48
8	20.51	0.05	0.00	6.44	92.07	92.91
9	21.71	0.05	2.40	0.00	94.47	92.91
10	25.72	0.04	0.40	0.00	94.87	92.91

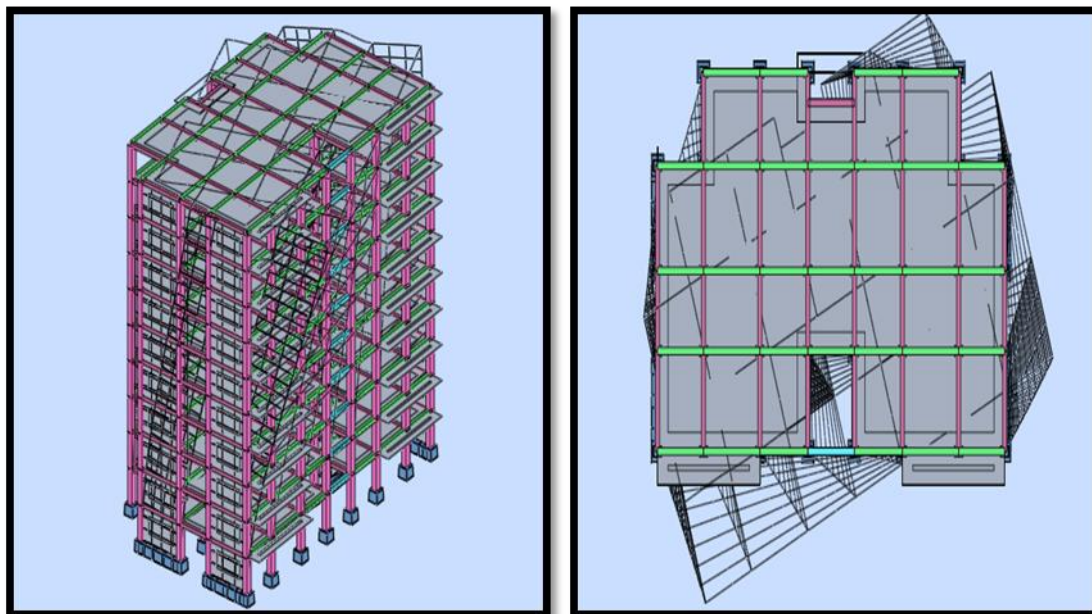


**Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.**





Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.



Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.

**-Interprétation :**

On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 71.35% de participation de masse modale.

-le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 68.03% de participation de masse modale.

-le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.

-on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)



### Conclusions:

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

### **-Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :**

Selon RPA99/version2003 art 4.3.6 :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats son comme suit :

Effort sismique dans le sens X,  $V_t = 2084.69 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens Y,  $V_t = 442.25 \text{ KN}$

### **-Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante :

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

- $A$  : coefficient d'accélération de zone donne par le (Tab.4.1)

$A = 0,25$  ZONE III, Groupe d'usage 2

$Q$  : facteur de qualité

$Q_x=1.20$  et  $Q_y=1.20$

$R = 5$  mixte Portiques (Tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$



**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA99) Site : S2 (ferme). □ □ □ T<sub>2</sub> = 0.4 sec.

**-Tab.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>) :**

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
<b>T<sub>1</sub> (sec)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T<sub>2</sub> (sec)</b>	0,30	0.40	0.50	0.70

**T** : période fondamentale da k<sub>j</sub>e la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

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

$$T = 0.601 \text{ sec}$$

$$T_x = 0.47 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.629 \text{ sec}$$

D’après l’article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d’où :

$$T_x = \min (0,601. 0,47) = 0,47 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (0,601. 0,629) = 0.601 \text{ sec}$$

On a :

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3}$$

$$\eta = 0.88$$

Donc :  $D_x = 1.20$  ,  $D_y = 0.66$

**W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i) par la formule

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = WGi + \beta WQi$$

**WGi** : poids dû aux charges permanentes.



**W<sub>Qi</sub>** : la charge d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA).

Pour un bâtiment d'habitation  $\beta = 0.20$ .

	<i>Calcul Automatique</i> <i>ROBOT</i>
<i>Niveau</i>	<b>W<sub>étage</sub> (t)</b>
<i>Sous sol</i>	175.32383
<i>RDC</i>	175.32383
<i>1<sup>er</sup></i>	175.32383
<i>2<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>3<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>4<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>5<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>6<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>7<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>8<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>9<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>10<sup>ème</sup></i>	175.32383
<i>Somme</i>	1753.2383

Poids de la structure : **W=1753.2383 t**





Sens	A	D	R	Q	W(t)	Vstat (t)	0,8Vstat(t)
Longitudinal X	0,25	1.20	5	1,20	1753.32383	262.57	210.05
Transversal Y	0,25	0.66	5	1,20	1753.32383	69.43	55.54

**Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA 99/version 2003 Art 4.3.6** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport.

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

**-Les effort tranchant de la base par ROBOT : (la méthode dynamique spectrale )**

Sens longitudinal	$VX = 2084.69 t$
Sens transversal	$VY = 442.25 t$

	Vt (t)	Vstat (t)	80%Vstat	0.8Vstat < Vt
Sens X	2084.69	262.57	210.05	<b>Vérifier</b>
Sens Y	442.25	69.43	55.54	<b>Vérifier</b>

**0.8Vstat /Vt /= 0.10 Art 4.3.6 RPA99**

**-Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**

-Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

-Centre de gravité des masses :



La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul de centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M<sub>i</sub> : la masse de l'élément i.

X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub> : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

-Centre de gravité des rigidités :

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy}$$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

I<sub>yi</sub> : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X<sub>i</sub> : Abscisse de l'élément I<sub>yi</sub>.

I<sub>xi</sub> : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y<sub>i</sub> : Ordonnée de l'élément I<sub>xi</sub>.

**-L'excentricité théorique :**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

-Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

<i>Position du centre de masse</i>			<i>Position du centre de Torsion</i>		<i>Excentré cite</i>	
<i>W<sub>étage</sub> (t)</i>	<i>X<sub>G</sub>(m)</i>	<i>Y<sub>G</sub>(m)</i>	<i>X<sub>CR</sub></i>	<i>Y<sub>CR</sub></i>	<i>e<sub>x</sub></i>	<i>e<sub>y</sub></i>
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0.00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0.00	0.87



175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0,00	0.87
175.323	12.85	6.98	12.85	5.44	0.00	0.87
<b>1753.23</b>						

**-Excentricité accidentelle :**

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a  $\pm 0.05L$  (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

NIVEAU	LX (m)	LY (m)	EX (m)	EY (m)
RDC	25.70	15.50	1,29	0.78
1	25.70	15.50	1,29	0.78
2	25.70	15.50	1,29	0.78
3	25.70	15.50	1,29	0.78
4	25.70	15.50	1,29	0.78
5	25.70	15.50	1,29	0.78



6	25.70	15.50	1,29	0.78
7	25.70	15.50	1,29	0.78
8	25.70	15.50	1,29	0.78
9	25.70	15.50	1.29	0.78
10	25.70	15.50	1.29	0.78

-Période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T<sub>dyn</sub> calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T<sub>e</sub> estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

$$T_{dyn,y} = 0.59 \text{ sec}$$

$$T_{dyn,x} = 0,72 \text{ sec}$$

Une période empirique :

$$T_y = 0.69\text{sec.}$$

$$T_x = 0.601 \text{ sec.}$$

Nous avons:

$$1.3 \times T_y = 0.89 > T_{dyn,y} = 0.59 \text{ sec}$$

$$1.3 \times T_x = 0.78 > T_{dyn,x} = 0.72 \text{ sec} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F<sub>t</sub> : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} \text{si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \cdot T \cdot V \\ \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{cases}$$

Les forces F<sub>i</sub> sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$



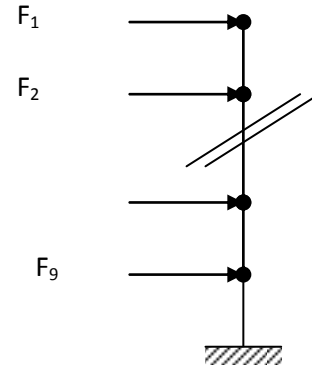
Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $i$

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$  : poids revenant au plancher  $i ; j$



**-Distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule:

$$V_k = F_k + \sum_{i=k}^n F_i$$

❖ **Remarque :**

Les périodes propres et les formes propres de vibration ont été déterminés à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2009)

➤ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**-Sens longitudinal :**

Etage	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
1	623.92	49.67	2593.08	773.67	1397.59	49.56	0.11
2	607.63	71.61	2271.50	796.44	1404.07	71.53	0,07
3	164.02	86.35	2164.11	980.93	1144.95	86.30	0.05
4	93.29	94.33	2006.25	1504.70	961.41	94.25	0.08
5	270.15	96.82	1805.99	1605.52	795.37	96.75	0,07
6	389.39	95.27	1569.01	1024.95	635.56	95.21	0,06



7	476.97	90.60	1301.77	946.79	469.82	90.54	0.07
8	546.59	85.24	992.70	843.35	296.76	85.19	0,05
9	574.02	78.51	603.73	740.71	166.69	78.46	0,05
10	293.88	96.62	585.68	755.18	461.31	96.56	0.06

**Sens transversal :**

Etage	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
1	25.30	2179.03	2.11	25.39	0.10	260.64	1918.39
2	62.22	2175.44	30.54	62.30	0,08	285.30	1890.13
3	89.08	2103.08	40.32	89.16	0.08	391.00	1712.08
4	108.14	1996.86	48.24	108.27	0.12	447.41	1549.45
5	120.41	1857.55	52.65	120.54	0,12	484.09	1373.46
6	127.13	1678.61	53.68	127.35	0,22	500.72	1177.90
7	128.75	1459.76	52.30	128.86	030	500.19	959.57
8	130.98	1204.72	51.98	131.30	0,32	487.24	717.48
9	14.39	925.07	47.74	114.50	0,11	462.68	462.38
10	178.77	848.72	63.76	179.07	0.30	594.97	253.75

FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
14268.03	560.20



Somme totale de l'effort	14828.23

**-Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

-Charges verticales: voiles ≤ 20% et portiques > 25%

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{total}} = \frac{560.20}{14268.03} = 3.9\% \leq 20\% \dots\dots \text{vérifie.}$$

Charges horizontales :

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{773.67}{2084.69} = 37.11\% > 25\% \dots\dots \text{vérifie.}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{260.64}{442.25} = 58.93\% > 25\% \dots\dots \text{vérifie.}$$

**-Vérification les déplacements :**

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à  $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

**-Sens longitudinal :**

Etage	Max Ux (cm)	Max Uy (cm)	Min Ux (cm)	Min Uy (cm)	dr Ux (cm)	dr Uy (cm)
RDC	0.1	0.0	0.0	0.0	1	0.0
1	0.2	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0
2	0.4	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0



3	0.6	0.1	0.4	0.0	0.3	0.1
4	0.8	0.1	0.5	0.0	0.3	0.1
5	1	0.1	0.7	0.0	0.3	0.1
6	1.2	0.2	0.9	0.0	0.3	0.1
7	1.4	0.2	1.1	0.0	0.3	0.2
8	1.6	0.2	1.2	0.0	0.4	0.2
9	1.7	0.2	1.4	0.0	0.4	0.2

**-Sens transversal :**

<b>Etage</b>	<b>Max Ux (cm)</b>	<b>Max Uy (cm)</b>	<b>Min Ux (cm)</b>	<b>Min Uy (cm)</b>	<b>dr Ux (cm)</b>	<b>dr Uy (cm)</b>
RDC	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1
2	0.0	0.2	0.0	0.1	0.0	0.1
3	0.0	0.4	0.0	0.2	0.0	0.1
4	0.0	0.6	0.0	0.4	0.0	0.2
5	0.0	0.7	0.0	0.5	0.0	0.2
6	0.0	0.9	0.0	0.7	0.0	0.2
7	0.0	1.1	0.0	0.9	0.0	0.2
8	0.0	1.2	0.0	1.1	0.0	0.2
9	0.0	1.4	0.0	1.2	0.0	0.2





**-Donc:**

- $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm}=1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m=3.06cm$ .

**-Justification de l'effet P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

**L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40**

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

**$P_k = \sum(W_{gi} + \beta W_{qi})$**  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

**$V_k$**  : effort tranchant d'étage au niveau k.

**$\Delta_k$**  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

**$h_k$**  : hauteur de l'étage k

**-Sens longitudinal :**

Niveau	$W_i$ (t)	$P_k$ (t)	$\Delta_k$ (m)	$V_x$	$h_k$ (m)	$\Theta$	<0.1
9	175.323	175.323	0.002	62.39	3.06	0.0018	Vérifie
8	175.323	350.64	0.002	60.763	3.06	0.0037	Vérifie
7	175.323	525.96	0.002	164.02	3.06	0.0020	Vérifie
6	175.323	701.29	0.003	93.29	3.06	0.0073	Vérifie
5	175.323	876.61	0.002	270.15	3.06	0.00021	Vérifie
4	175.323	1051.93	0.002	389.39	3.06	0.0017	Vérifie
3	175.323	1227.25	0.003	476.97	3.06	0.0025	Vérifie



2	175.323	1402.57	0.003	546.59	3.06	0.0025	Vérifie
1	175.323	1577.90	0.002	574.02	3.06	0.0017	Vérifie
RDC	175.323	1753.22	0.002	293.88	3.06	0.0038	Vérifie

**-Sens transversal :**

Niveau	W <sub>i</sub> (T)	p <sub>k</sub> (T)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>y</sub>	h <sub>k</sub> (m)	Θ	<0.1
9	175.323	175.323	0.002	49.67	3.06	0.003	Vérifie
8	175.323	350.64	0.002	71.61	3.06	0.0032	Vérifie
7	175.323	525.96	0.002	86.35	3.06	0.0039	Vérifie
6	175.323	701.29	0.002	94.33	3.06	0.0048	Vérifie
5	175.323	876.61	0.003	96.82	3.06	0.0088	Vérifie
4	175.323	1051.93	0.002	95.27	3.06	0.0072	Vérifie
3	175.323	1227.25	0.003	90.60	3.06	0.013	Vérifie
2	175.323	1402.57	0.002	85.24	3.06	0.010	Vérifie
1	175.323	1577.90	0.002	78.51	3.06	0.013	Vérifie
RDC	175.323	1753.22	0.002	96.62	3.06	0.011	Vérifie

**Remarque :**

Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

**-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :



$$M_s / M_r \geq 1,5$$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

**-Sens longitudinal :**

$$M_s = 234057.13 \text{ KN.m}$$

Niveau	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
9	2938.8	3.06	899.27
8	5740.2	3.06	17565.01
7	5465.9	3.06	16725.65
6	4769.7	3.06	14595.28
5	3983.9	3.06	12190.73
4	2701.5	3.06	8266.59
3	9329	3.06	28546.74
2	1640.2	3.06	5019.01
1	6076.3	3.06	18593.4
RDC	6239.2	3.06	19091.95
$M_{R_x}$			16559.898



**-Vérifications:**

$M_s/M_{R_x} = 14.1 > 1.5$ .....vérifié.

**-Sens transversal :**

$M_s = 1358759.68 \text{ KN.m}$

Niveau	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
9	8487.2	3.06	25970.83
8	9250.7	3.06	28307.14
7	12047.2	3.06	36864.4
6	14597.6	3.06	44668.656
5	16786.1	3.06	51365.466
4	18575.5	3.06	56841.03
3	199968.6	3.06	6119039.1
2	2103.08	3.06	64354.24
1	21754.4	3.06	66568.46
RDC	21790.3	3.06	66678.31
$M_{R_y}$			656065.763



**Vérifications:**

$M_s/M_{Ry} = 2.07 > 1.5$ .....vérifie

**La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.**

# **CHAPITRE V :**

## **Ferraillage des éléments porteurs**



### **V.1 Introduction :**

Le ferrailage des éléments principaux, c'est-à-dire les éléments intervenant dans la résistance aux différentes actions et à leur distribution au sein de l'ouvrage, est régi par les règlements en vigueur, en l'occurrence, le CBA 93 et le RPA 99 v2003. Ces éléments principaux comprennent :

- Les voiles.
- Les poutres.
- Les poteaux.

#### **V.1.2 Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

#### **V.1.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tableau.1.**

#### **Le ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

(B)

(A)



### Le Moment fictif :

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

### V.1.4 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

#### ❖ Selon le BAEL : Art A 3.3, 21

- ELU : 1,35G + 1,5Q

- EL.S : G + Q

#### ❖ Selon le RPA99 : Art 5.2

- G + Q ± E (M<sub>max</sub> → N<sub>corr</sub>)

- 0,8 G ± E (N<sub>min</sub> → M<sub>corr</sub>)

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

#### a- Recommandation de (RPA 2003) : (ART 7.4.2.1) p48

1/ Pourcentage minimal (zone III) : 0,9 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La longueur minimale des recouvrements est de : 50 φ (zone III).

5/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

#### b-Armatures transversales :

##### ➤ BAEL91 :(art A.8.1, 3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} )$

##### ➤ RPA99(VER2003): Art 7.4.2.2

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

V<sub>u</sub> : est l'effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub> : Hauteur totale de la section brute.





$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 400\text{MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$S_t$  : est l'espace des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$  (**zone III**).

- La zone courante :  $S_t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_\ell)$ .

$\phi_\ell$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

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

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

### **Remarque : CBA93 Art B.5.1**

- Les dimensions en plan de notre structure sont supérieures à 25 m ( $L_x = 32,4\text{m}$ ,  $L_y = 23,6\text{m}$ ) ; il est impératif de prendre en considération les effets des variations de température dans les calculs.

A défaut de justification plus précises, nous adoptons, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

-En Algérie du nord (climat tempéré) :  $35^\circ\text{C}$  et  $-15^\circ\text{C}$

-Pour le proche et le moyen sud :  $45^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$

-Pour l'extrême sud :  $+50^\circ\text{C}$  et  $-30^\circ\text{C}$

ELUT:  $1,35G + 1,5Q \pm 0,8T$  ..... CBA 93

ELST:  $G + Q \pm 0,6 T$  ..... CBA 93

### **c-Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit2 :

❖ D'après le **RPA99ver 2003 (Art 5.2)** :



- $G + Q \pm E$  ..... (5.1)
- $0.8 G \pm E$  ..... (5.2)

❖ D'après le **BAEL 91** : (Art A.3.3, 21)

$$1.35 G + 1.5 Q \pm 0,8T$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\begin{aligned} N^{\max} & : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} & : M^{\text{correspondant}} \\ M^{\max} & : N^{\text{correspondant}} \end{aligned}$$

ELU		G+Q – EX		0,8G+EY		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	M <sub>MAX</sub> (KN.M)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)
560.20	14.12	3.20	1625.50	124.54	64.88	414.96	10.46

**- Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 45×60) :

$$c = c' = 4 \text{ cm} , \quad s = 45 \times 60 \text{ (cm)} , \quad \text{acier } F_e \text{ E400} , \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa...è}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa} , \quad L = 3.06 \text{ m} : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

**Ferrailage longitudinal :**

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 560200\text{N}, & M_{\text{corr}} &= 14120\text{N.m} \\ M_{\text{MAX}} &= 3200\text{N.m}, & N_{\text{cor}} &= 1625500\text{N} \\ N_{\min} &= 124540\text{N}, & M_{\text{corr}} &= 64880 \text{ N.m} \end{aligned}$$

❖ **E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 (et BAEL 91 même Art) en adoptant une excentricité totale de calcul :



$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0, \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) \longrightarrow \frac{L}{250} = 1.22\text{cm} \longrightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \longrightarrow e_0 = \frac{14120}{560200} = 0.025\text{m} = 2.5\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 2.5 = 4.5$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si  $l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$

$l$  : hauteur totale du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$4.284 < \max(15, 0,916)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi), \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82 \quad e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.82) = 0.0083\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.5 + 0,83 \Rightarrow e = 5.33\text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 560200 \times 0.0533 = 29858.66\text{N.m}$$

❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 560200 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 29858.66\text{N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \times 45 \times 60 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 848151.\text{m}$$



$$B = N (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 29858.66 + 560200 (0.46 - \frac{0.60}{2}) = 81428.09 \text{ N.m}$$

$$B = 560200 (0.46 - 0.04) - 81428.09 = 153855.91 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{814228.09}{14,2 \times 45 \times 46^2} = 0.60$$

$$\overline{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.07; \beta = 0.96)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{814228.09}{348 \times 0.96 \times 46} = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 5.29 - \frac{560200}{100 \times 348} = -10.80 \text{ cm}^2$$

#### ❖ (G+Q-EX) :

$$M_{\text{MAX}} = 320000 \text{ N.m} ; N_{\text{cor}} = 1625500 \text{ N}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; \frac{L}{250})$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{320000}{1625500} = 1.96 \text{ m} = 196 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 196 = 198 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.82) = 0,00835 \text{ m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 198 + 0.8 = 198.8$$

$$e = 198.8 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 1625500 \times 1.988 = 3231494 \text{ N.m}.$$

#### ❖ Les efforts corrigés seront :

$$N = 1625500 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 3231494 \text{ N.m}.$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$



$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 45 \times 60 \times 18.5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 848151 \text{ N.m}$$

$$B = N(d-c') - M_a$$

$$M_a = M + N \times (d - h/2) = 3231494 + 1625500 \left(0.46 - \frac{0.60}{2}\right) = 777119.04 \text{ N.m}$$

$$B = 1625500(0.46 - 0.04) - 777119.04 = -708869.04 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{777119.04}{18.5 \times 45 \times 46^2} = 0.44$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.82; \beta = 0.67)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{777119.04}{400 \times 0.67 \times 46} = 630.36 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 630.36 - \frac{1625500}{100 \times 400} = 589.72 \text{ cm}^2$$

### ❖ (0,8G+EY):

$$N_{\min} = 124540 \text{ N}, \quad M_{\text{corr}} = 64880 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{64880}{124540} = 0.5209 \text{ m} = 52.09 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 52.09 = 54.09 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.82) = 0.00835 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 54.09 + 8.35 = 62.44$$

$$e = 62.44 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 124540 \times 0.624 = 77762.77 \text{ N.m.}$$



❖ **Les efforts corrigés seront :**

$$N = 124540 \text{ N}, M_{\text{corrigé}} = 77762.77 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h. \sigma_b$$

$$A = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 4) 45 \times 60 \times 18,5 \text{ (N.m)}$$

$$A = 848151 \text{ N.m}$$

$$B = N (d - c') - M_a$$

$$M_a = M + N \times (d - h/2) = 77762.77 + 124540 (0.46 - \frac{0.60}{2}) = 32368.44 \text{ N.m}$$

$$B = 124540(0.46 - 0.04) - 32368.44 = 19938.36 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b.d^2} = \frac{19938.36}{18.5 \times 60 \times 46^2} = 0.013$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.0017; \beta = 0.99)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{19938.36}{400 \times 0.99 \times 46} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 1.09 - \frac{124540}{100 \times 400} = -2.02 \text{ cm}^2$$

**V.1.5- Vérification des sections : RPA (99ver2003) Art 7.4.2.1**

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.9\% (h \times b) = 0.009(45 \times 60) = 24.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone III}$$

**V.1.6- Condition de non fragilité : BAEL91 Art A.4.2**

$$\rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_{\min} = 0.23 d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} = 24.3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 24.3 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>**



### ✓ Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l' E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$  (BAEL 91 Art A.4.5, 2)

La contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

### ➤ Pour le premier cas on a :

$N_{ser} = 41496 \text{ N}$ ;  $M_{ser} = 1046 \text{ N.m}$ .

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,0025 \text{ m} ; e_0 = 0,0025 < \frac{h}{6} = \frac{0,60}{6} = 0,1$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

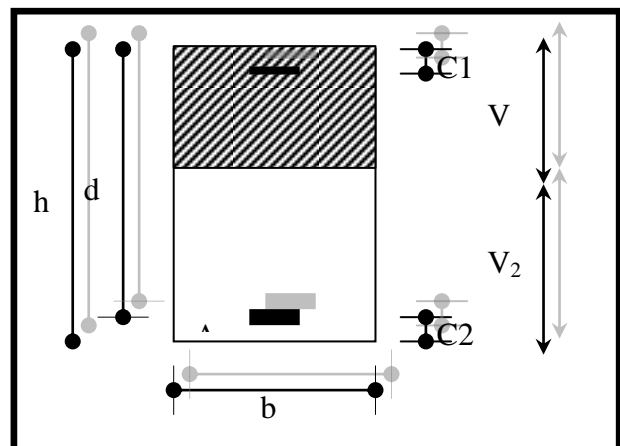
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 45 \times 60 + 15(25.13) = 3076.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 32.41 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 32.41 = 27.58 \text{ cm}$$

Fig.-1-section de poteau



$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} (16.20^3 + 13.79^3) + 15[(16.20 - 4)^2 + 12.56(13.79 - 4)^2] = 123405.18 \text{ cm}^4$$



$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 1046 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{414960}{100 \times 3076.95} = 1.3 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{1046}{123405} = 0,0084$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 1.3 + 0.0084 \times 32.41 = 4.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.39 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L' **E.L.S** est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[1.3 + 0,0084(32.41 - 4)] = 23.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[1.3 - 0,0084(46 - 32.41)] = 17.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 23.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 17.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

### **Armatures transversales :**

#### **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison( G + Q + EX ) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 251.53 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{251.53 \times 10^3}{460 \times 450} = 1.21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.2 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

### **Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003) Art7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$$





$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235\text{MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

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

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2,142}{0,45} \text{ ou } \frac{2,142}{0,45} \right) \lambda_g = (4,76) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

$t$  (St) : c'est l'espacement des armatures transversales (zone III).

❖ La zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$ .

❖ La zone courante :  $S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi_l)$ .

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

-En prend  $S_t = 15\text{ cm}$  dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 251530 \times 0,15}{60 \times 235} = 9,90\text{cm}^2$$

$$A_t = 9,90\text{ cm}^2 \text{ soit 5 cadres de } \Phi 16 \quad A_t = 10,05\text{cm}^2$$

**Vérification des cadres des armatures minimales** : d'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédent

**Dans la zone nodale**  $t(S_t) \leq 10\text{ cm}$  (zone III).

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courant** :  $t(S_t) = 10\text{ cm}$



$$\frac{A_t}{S_{t,b}} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1.3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

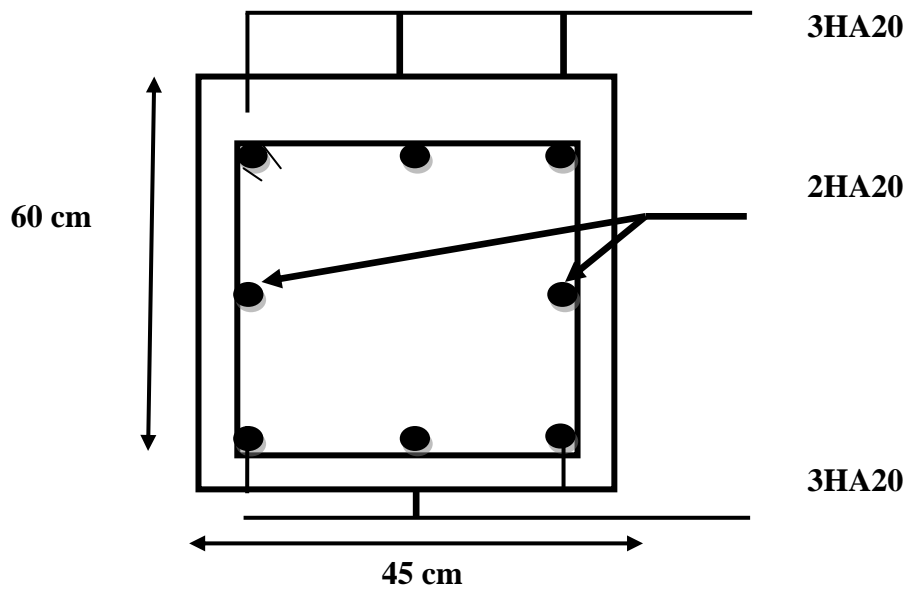
2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$  Condition Vérifier

$2I_{SPOT}(\text{cm}^2)$	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	$N^{\text{mbr}}$ des barres	$A_{\text{adapt}}(\text{cm}^2)$
45x60	<b>24.3</b>	<b>4HA20+ 4HA20</b>	<b>25.13</b>

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :



**LE FERRAILAGE DE POTEAU (45x60)**



# LES POUTRES

## V.2 Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

### ❖ BAEL91 :

❖ Condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$  (A.4.2)

❖ Le pourcentage minimal d'armature :  $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$  (B.6.4)

### V.2.1 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL Art A.5.1, 1)

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$  avec :

❖  $\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$  fissuration peu préjudiciable.

❖  $\bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$  fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

### V2.2 Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement  $S_t \leq \min (0.9d, 40cm)$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)



$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$  d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures droites :  $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

### **V.2.3 Condition de non fragilité : BAEL91 Art A.4.2**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

#### ✓ **Vérification de la flèche: (BAEL91 art B.6.5)**

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

- ❖  $M_t$  : moment MAX en travée.
- ❖  $M_0$  : moment isostatique minimal.
- ❖  $B_0$  : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.
- ❖ A : Section d'armature



### a- Recommandation RPA99/version2003:

#### Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

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

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $50\phi$  en zone III.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

**Nota : La présence de ces cadres (2\*2U6) permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud).**

#### b- Armatures transversales :(RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

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

Nécessaires: minimum de  $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$

#### Exemple de calcul :

##### A - Poutre principale 30x40 :

##### Ferrailage longitudinal :

##### -L'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} .$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

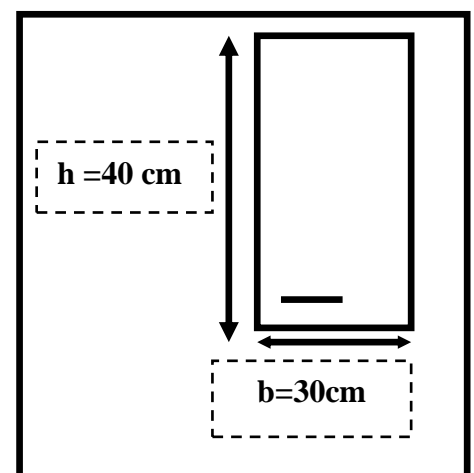


Fig : 1



### Ferrailage des travées :

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2 \quad ; \quad F_c = 400 \text{ MPA}$$

$$M_{ult} = 16.52 \text{ KN.m} \\ = 16520 \text{ N.m}$$

### -D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{16520}{30 \times 51^2 \times 14.2} = 0,014 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{16520}{0.99 \times 51 \times 348} = 9.40 \text{ cm}^2$$

### Ferrailage sur appui :

#### -La combinaison : (G+Q-EX)

$$M_{a \max} = 98.67 \text{ KN.m} = 98670 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{98670}{30 \times 36^2 \times 18.5} = 0,137$$

Donc :  $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.185$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{98670}{0,92 \times 36 \times 400} = 7.40 \text{ cm}^2$$

### Vérification nécessaire pour les poutres :

✓ Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \quad ; \quad f_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$



### Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre  
0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$ .

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPa} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa} )$$

### Choix des barres :

#### -En travée :

$$A = 9.40 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{5HA16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

#### -Au niveau des appuis :

$$A = 7.40 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{5HA14} = 7.70 \text{ cm}^2$$

### ✓ Vérification à l'état limite de service :

#### La vérification des contraintes :

$$\text{-En travée: } M_{t\max} = 12.24 \text{ KN.m} = 12240 \text{ N.m}$$

Après les calculs en trouve :

$$\begin{aligned} D &= 15 \frac{A}{b} & E &= 2Dd \\ y_1 &= -D + \sqrt{D^2 + E} & \alpha_1 &= \frac{y_1}{d} \\ \beta_1 &= 1 - \frac{\alpha_1}{3} & K_1 &= 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A\beta_1 d} & \sigma_b &= \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b} \end{aligned}$$

$$D = 4.7.$$

$$E = 479.4.$$

$$y_1 = 17.69.$$

$$\alpha_1 = 3.76.$$



$$\beta_1 = 0.05 \quad ; \quad K_1 = 10.23$$

$$\sigma_s = 102.12 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 102.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots (C, V)$$

$$\sigma_b = 2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots (C, V)$$

✓ **La vérification des contraintes au niveau des appuis :**

**En appuis:**  $M_{a \max} = 10.35 \text{ KN.m} = 10350 \text{ N.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 3.7 \\ E = 377.4 \\ y_1 = 16.07 \\ \alpha_1 = 3.15 \end{array} \right.$$

$$\beta_1 = 0.25 \quad ; \quad K_1 = 11.01$$

$$\sigma_s = 91.89 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = 2.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 91.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots (C, V)$$

$$\sigma_b = 2.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots (C, V)$$

✓ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement :** BAEL 91 (art. A.5.1.1)

(la contrainte tangentielle)

$$T_u^{\max} = 126.9 \text{ KN.}$$

$$\diamond \quad \tau_{u \max} = \frac{12690}{300 \times 360} = 0.117 \text{ Mpa}$$

$$\diamond \quad \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\diamond \quad \tau_{u \max} = 0.117 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

**Vérification de la flèche :**

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$





$$\frac{h}{L} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.13 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0061 \dots\dots\dots (C.V)$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Armatures transversales :**

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

**En zone nodale : zone III      RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq 10\text{cm.}$$

**-En zone courante:**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_1) = 10 \text{ cm.}$$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \text{min} (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{min} (33.3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**Section minimale des armatures transversales:BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{10 \times 0,4 \times 30}{400} = 0,3\text{cm}^2$$

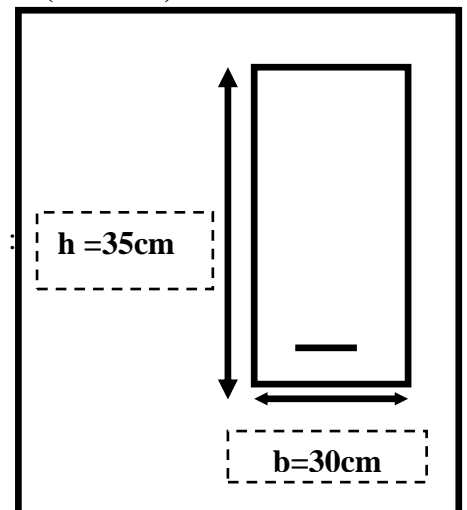
**Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : (cadre de } 2\phi 8 \text{ + un étrier de } 1\phi 8) = 1.51 \text{ cm}^2$$



**La Poutre secondaire (35x30):**

**Ferrailage longitudinal :**

**L'enrobage:**



$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 3 \Rightarrow C = 2.75 \text{ cm}$$

Soit :  $C = 3 \text{ cm}$

### **Ferrailage des travées :**

$$B = 35 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{\text{ult}} = 104.6 \text{ KN.m} = 10460 \text{ N.m}$$

### **-D'après BAEL 91 :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{10460}{35 \times 36^2 \times 14.2} = 0.0162 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{10460}{0.99 \times 36 \times 348} = 8.4 \text{ cm}^2$$

### **Ferrailage sur appui :**

#### **-La combinaison : (G+Q-EX)**

$$M_{a \text{ max}} = 184.5 \text{ KN.m} = 18450 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{18450}{30 \times 36^2 \times 18.5} = 0.025$$

Donc :  $\mu < \mu_l$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{18450}{0.98 \times 36 \times 400} = 13.07 \text{ cm}^2$$

### **Vérification nécessaire pour les poutres :**



### Le condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

### Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre  
0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$ .

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPa} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa} )$$

### Choix des barres :

#### -En travée :

$$A = 8.4 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{6HA14}$$

#### -Au niveau des appuis :

$$A = 13.07 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{3 HA20 + 2 HA16 = 13.44 \text{ cm}^2}$$

### Vérification à l'état limite de service :

#### La vérification des contraintes :

-En travée:  $M_{t\max} = 3140 \text{ N.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \\ \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \\ \sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \end{array} \right. \qquad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = \frac{y_1}{d} \\ K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \\ \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b} \end{array} \right.$$



$$\begin{aligned} D &= 4.2 & E &= 302.4 \\ y_1 &= 13.68 & \alpha_1 &= 0.38 \\ \beta_1 &= 0.873 & K_1 &= 24,47 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 238.70 \text{ MPa} & ; & & \sigma_b &= 5,35 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 238.70 \text{ MPa} & \leq \bar{\sigma}_s &= 400 \text{ MPa} & \dots & (\text{C, V}) \\ \sigma_b &= 4.35 \text{ MPa} & \leq \bar{\sigma}_b &= 15 \text{ MPa} & \dots & (\text{C, V}) \end{aligned}$$

### **La vérification des contraintes au niveau des appuis :**

**En appuis:**  $M_{a \max} = 7740 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{aligned} D &= 6.53 & E &= 470.52 \\ y_1 &= 16.12 & \alpha_1 &= 0.38 \\ \beta_1 &= 0.85 & K_1 &= 24,47. \end{aligned} \right.$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 387.35 \text{ MPa} & \sigma_b &= 1.23 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 387.35 \text{ MPa} & \leq \bar{\sigma}_s &= 400 \text{ MPa} & \dots & (\text{C, V}) \\ \sigma_b &= 1.23 \text{ MPa} & \leq \bar{\sigma}_b &= 15 \text{ MPa} & \dots & (\text{C, V}) \end{aligned}$$

### **Armatures transversales :** (la contrainte tangentielle)

$$T_u^{\max} = 122.60 \text{ KN.}$$

$$\diamond \tau_{u \max} = \frac{12260}{300 \times 360} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left( 0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\diamond \tau_{u \max} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

### **Vérification de la flèche :**

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$



$$\frac{h}{L} = 1.14 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} = 1.14 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.081 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### **Dispositions constructives :**

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

#### **En zone nodale : zone III RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq 10\text{cm.}$$

#### **En zone courante:**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) = 10 \text{ cm.}$$

$h$  : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \text{min} (0, 9.d; 50\text{cm})$$

$S_t \leq \text{min} (28.8\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow$  la condition est vérifiée

#### **Section minimale des armatures transversales:BAEL 91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_e}{0,4 x b_0}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{10 \times 0,4 \times 30}{400} = 0,30 \text{ cm}^2$$

#### **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b.$$

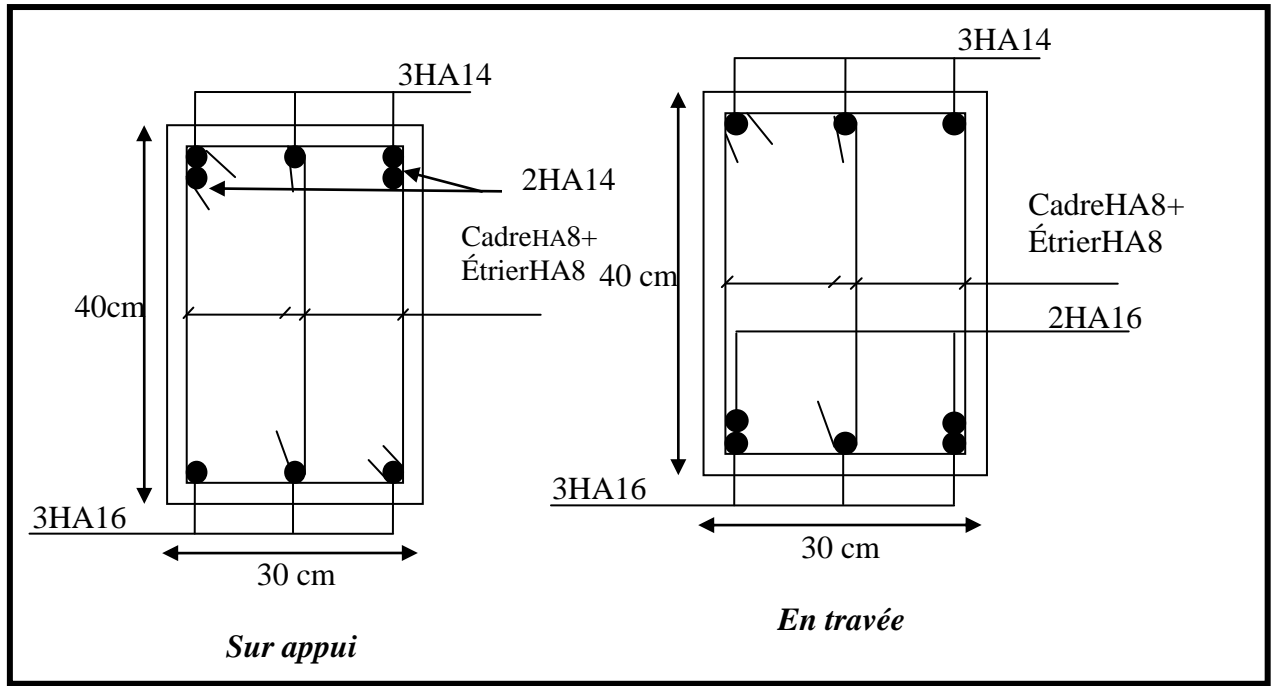
$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit (**cadre de 2 $\phi$ 8 + un étrier de 1 $\phi$ 8**) = 1.51 cm<sup>2</sup>.

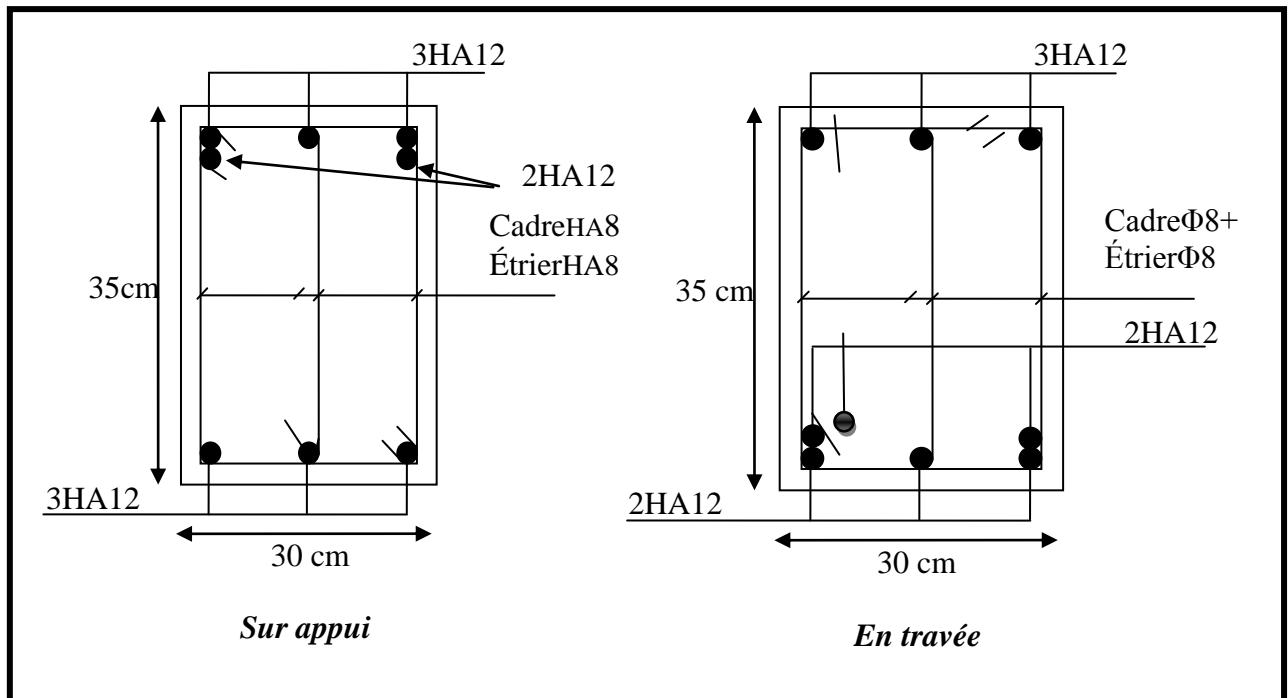
Poutre	position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P	Travée	3HA20	9.42



(40×30)	Appui	5HA14	7.70
P.S	Travée	5HA12	5.65
	Appui	5HA12	5.65



**Fig. V.2.1- ferrailage de la poutre principale (40×30)**



**Fig.V.2.2- ferrailage de la poutre secondaire (35×30)**



## Ferrailage des voiles

### V.3 Introduction :

-Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

### V.3.2 Types d'armatures :

#### -Armatures verticales:

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**

-Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

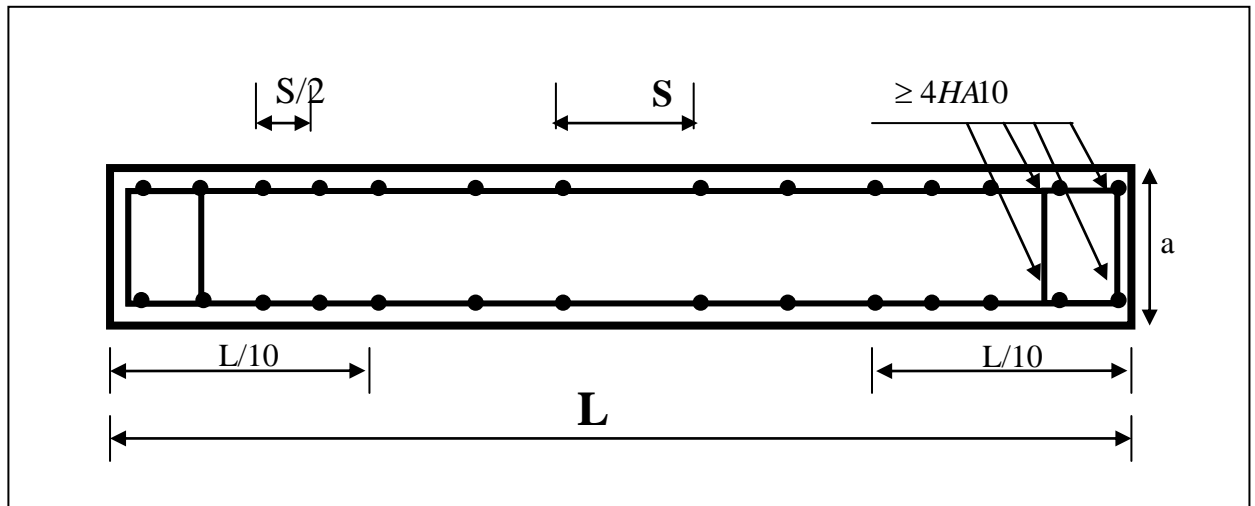
Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).



A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.



Les barres horizontales doivent munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**Règles commune : RPA 99ver 2003 Art 7.7.4.3**

❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- en zone courante 0,10%

❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \quad \text{avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.





- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
  - $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{v,j} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### **-Armatures transversales :**

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

#### **-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**

##### **- Ferrailage vertical:**

- **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

##### **-Etapes de calcul :**

##### **- Détermination de la nature de la section :**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ ).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).



### - Calcul des sections suivant leurs natures :

➤ **Section entièrement tendue** : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

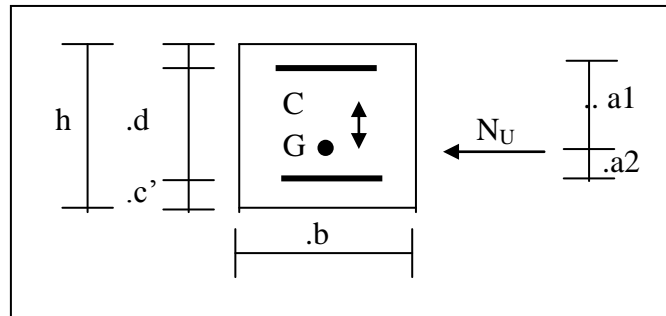
- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :



$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

### Remarque :

Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

**Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :



$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$\text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰} \quad A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données

$$\text{par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée :**

➤ la section est partiellement comprimée si :

- **N** : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- **N** : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- **N** : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

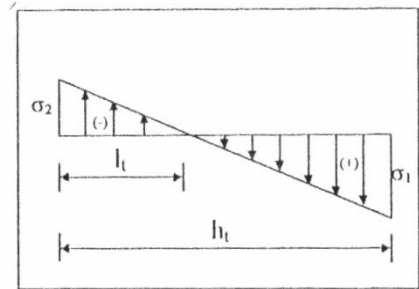
$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$



- Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$



- ❖ 1<sup>ère</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
- ❖ 2<sup>ème</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .
- ❖ 3<sup>ème</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

- $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$
- $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$
- $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$  (en zone courante)

### -Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

### -Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale



Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité  $c$  à  $d$  pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

**-Calcul de la section d'armature :** selon les règles **BAEL 91**

**-Armatures verticales :**

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$\underline{G+Q \pm Ex}: M = 172.37 \text{ KN.m}$$

$$N = 1743.45 \text{ KN}$$

$$h = 3.10 \text{ m}, c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3.05 \text{ m}, a = 0.16 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité  $e$  :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{17237}{1743.45} = 0.98 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 220 - 0.81 \times 5) \cdot 20 \times 220 \times 14.2$$

$$A = 4472, 943 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 172.37 + 1743.45(3.05 - 1.55) = 2874.48 \text{ KN.m}$$

$$B = 1743.45(3.05 - 1.55) - 172.37 = 2442.80 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**-Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 0.16}{3.10} = 1,03$$



$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.10}{3.10} = 0.5$$

$$M_A = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1742,89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2874.48 \times 10^3}{18.5 \times 16 \times 305^2} = 0.104 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0,1381$$

$$\beta = 0,944$$

$$\text{Donc } A_f' = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2874.48 \times 10^3}{400 \times 0.944 \times 305} = 24.93 \text{ cm}^2$$

### Calcul des armatures à la flexion composée :

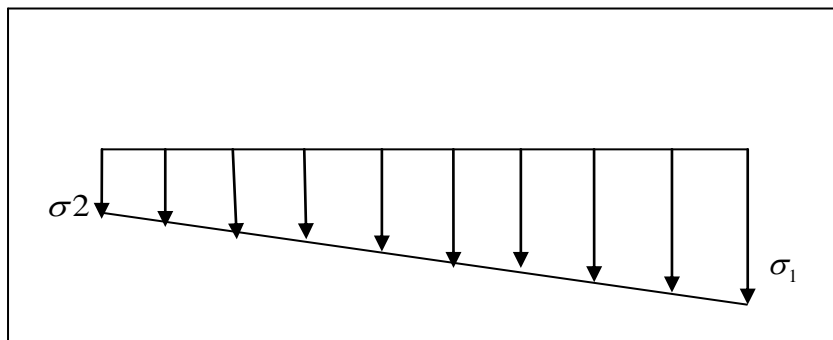
$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 24.93 - \frac{174.345 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.057 \text{ cm}^2$$

### -L'armature verticale minimale:

- d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1743.45 \times 10^3}{160 \times 3100} + \frac{6 \times 172.37 \times 10^6}{160 \times (3100)^2} = 4.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1743.45 \times 10^3}{160 \times 3100} - \frac{6 \times 172.37 \times 10^6}{160 \times (3100)^2} = 2.84 \text{ MPa}$$





**-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 16 \times 310 = 7.44 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

\* Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$

Alors on prend  $A = 4.96 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2t$$

$$h' = 310 - 2 \times 1.25 = 307.5 > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 16 \times (310) = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 4.96 + 2.05 = 11.97 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 7.44 \text{ cm}^2$$

**-L'espacement:**

**D'après (RPA99 version 2003) Art 7.7.4.3**

$$S < \min(1, 5.a; 30 \text{ cm}) = \min(20 \times 1, 5; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 30 \text{ cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$D = \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min\left\{\frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre :  $D = 15 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99.

**-Choix d'armature:**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{11.97}{2} = 5.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

**-Vérification des contraintes de cisaillement : BAEL91 (Art 5.1, 1)**

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

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1,4 \times 225.4 \times 10^3}{160 \times 3100} = 0.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$



a : épaisseur du voile (a = 16cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 310 cm)

### **-Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur.

#### **Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) Art7.7.4.3**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.4cm^2$$

#### **En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 16 \times 100 = 1.6cm^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 / ml$

### **L'espacement:**

On a pour chaque nappe  $3\phi 8$  par ml, donc on prend  $St = 22cm$ .

### **- Les Armatures Transversales : (RPA99 version 2003) Art7.7.4.3**

(Armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 5 épingle/ $cm^2$ .

### **-Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal« N » est très important.

-Le calcul de «  $\sigma_c$  » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

### **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$





### Exemple de calcul :

- Soit le voile  $V_{L1}$  au niveau de RDC

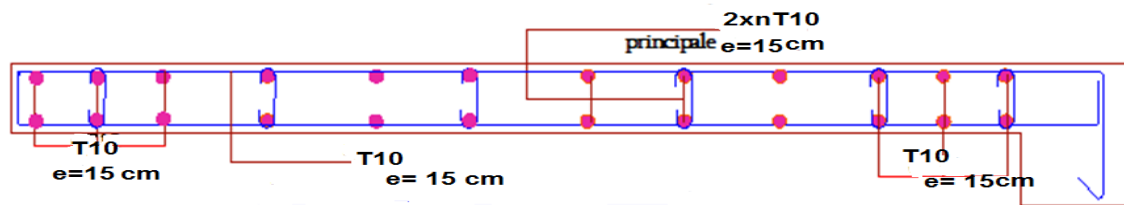
- La vérification se fait pour la combinaison suivant :  $G+Q+E_y$

$$N = 1743.45 \text{ KN.m}$$

$$M = 172.37 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1743.45 \times 10^3}{160 \times 3100} + \frac{6 \times 172.37 \times 10^6}{160 \times (3100)^2} = 4.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

### COUPE : A-A voile :



### Disposition des Armatures dans Le Voile.

# **CHAPITRE VI :**

## **Infrastructure**



## **VI.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

## **VI.2 Etude géotechnique :**

### **1. Reconnaissance :**

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

### **2. Présentation du site :**

- ✓ Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé à : **AIN BENIAN**
- ✓ Le terrain est réservé à la construction.

### **3. Reconnaissance géotechnique du sol :**

Pour mener à terme cette étude, on doit faire deux campagnes de reconnaissance, l'une in situ et l'autre au laboratoire.

#### **❖ Essai in situ :**

Les essais in situ sont des investigations exécutées en milieu naturel sur les emplacements ou les travaux sont prévus.

#### **a. Sondages carottés :**

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permet de :

- ✓ Connaître les différentes couches qui constituent notre site.
- ✓ Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Quatre sondages carotte ont été exécutés dans le but de connaître la nature des formations géologiques du terrain, et de prélever des échantillons pour des analyses au laboratoire,

#### **b- Essai de pénétration dynamique :**

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol un train de tige muni à son extrémité d'une pointe, à l'extrémité d'un montant tombant en chute libre d'une hauteur donnée, il permet de mesurer la résistance à l'enfoncement en fonction de la profondeur.



Cet essai fournit la résistance dynamique de pointe du sol ( $R_d$ ) donné conventionnellement par la formule :

$$R_d = \frac{N}{L} \times \frac{M^2 \cdot H}{M' + M} \times \frac{1}{A}$$

- M : masse du mouton en kg.
- N : nombre de coups nécessaires pour un enfouissement.
- L : enfouissement de référence = 20cm.
- M' : masse des tiges en kg.
- A : section droite de la pointe ( $m^2$ ).
- H : hauteur de chute (cm).

Les résultats sont présentés sous forme graphique. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique ( $R_d$ ) de pointe en abscisses.

A partir de ces courbes obtenues, il est possible de déterminer la position de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

On déduit la contrainte admissible du sol à partir de la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{R_d}{X}$$

X: coefficient réducteur dépendant de la nature du sol et de l'appareillage utilisé.

$R_d$  : résistance dynamique de pointe minimale Soit :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

#### ❖ Essai au laboratoire :

En utilisant les échantillons déjà prélevés, on détermine les caractéristiques physiques et mécaniques par des analyses au laboratoire.

##### a- Essais physiques :

##### a.1- Granulométrie :

Les analyses ont montré qu'on a un sol grenu.

##### a.2- Compacité :

Le poids volumique «  $\gamma_d$  » mesuré sur les échantillons montre que notre sol est assez compacte.

##### a.3- Humidité :

Les teneurs en eaux mesurées qui varient de 5,74 % à 37,3 % et le degré de saturation variant de 68 % à 100 % montrent qu'on a à faire à un sol plus ou moins humide.

**a.4- Limites d'Atterberg :**

Pour les limons sableux on retrouve les suivants :

**Indice de liquidité  $w_L=46\%$ .**

**Indice de plasticité  $w_P=22\%$ .**

**D'après ces résultats le sol est peu plastique.**

**b- Essais mécaniques :****b.1- Compressibilité à l'odomètre :**

D'après les résultats obtenus nous avons un sol normalement consolidé et il est considéré comme moyennement compressible.

**b.2- Résistance au cisaillement :**

La résistance au cisaillement a été évaluée par l'essai triaxial et qui donne : un angle de frottement de  $4^\circ$  à  $39^\circ$  avec une cohésion de 0,06 à 1,2 bars.

**VI.3 Calcul des fondations :****1. Définition :**

Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**2. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.

En ce qui concerne pour notre ouvrage, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.

**3. Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.



### VI.2 Etude de type de semelle dans ce projet

Nous proposons en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure a 50% de la surface totale du bâtiment (  $S_s/S_b < 50\%$  )

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q \quad (\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}).$$

### VI.3 Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

**N.B :** dans ce cas en prendre (  $\sigma = 1.5 \text{ bar}$  )

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

\* Avec  $\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN}$ .

\* Avec :  $N = N_G + N_Q$

Files	Nser(KN)	S(m <sup>2</sup> )
1	678.28	4,52186667
2	961.33	6,40886667
3	773.09	5,15393333
4	773.03	5,15353333
5	340.03	2,26686667
6	677.43	4,5162
7	677.43	4,5162
8	1248.54	8,3236
9	1606.58	10,7105333
10	1499.71	9,99806667
11	1604.85	10,699
12	1499.56	9,99706667
13	1267.43	8,44953333
14	1394.4	9,296
15	1482.25	9,88166667
16	1400.35	9,3356
17	1400.2	9,33466667



18	1480.77	9,8718
19	1393.35	9,289
20	1337.77	8,91846667
21	1339.41	8,9294
22	1335.2	9,03466667
23	1200.96	8,0064
24	729.61	4,86406667
25	729.73	4,86486667
26	1202.36	8,01573333
27	1356.77	9,04513333
<b>Somme</b>		204.725m <sup>2</sup>

**Tableau :** Les surfaces des semelles fillante revenantes à chaque file

voile	Nser(KN)	S(m <sup>2</sup> )
1	1372,18	9,14786667
2	1371,91	9,14606667
3	1294,72	8,63146667
4	1779,64	11,8642667
5	1780,47	11,8698
6	1294,98	8,6332
<b>Somme</b>		59.29m <sup>2</sup>

**Tableau :** Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile

Surface totale des semelles est : 264.015 m<sup>2</sup>

Surface totale du bâtiment est : : 398.35 m<sup>2</sup>

on a :  $\sum S_{semelles} / S_{totale} = 264.015/413.85 = 0.66 = 66\%$ .

**Commentaire :**

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.



## **VI.4 Etude du radier :**

### **VI.4.1 Pré dimensionnement :**

#### ***a. Condition forfaitaire***

##### **• Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$  : le plus grand travail

$$L_{\max} = 3.60 \text{ m}$$

$$0.50 \text{ m} \leq h_r \leq 0.80 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h = 70 \text{ cm}$ .

##### **• Sous poteaux**

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux

$h_t$  : épaisseur d

u radier.

$$D'où : h_t \geq 400 / 20 = 20 \text{ cm}$$

#### ***b. Condition de rigidité :***

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux poteaux :

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$K$  : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ( $K=40\text{MN/m}^3$ ).

$b$  : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$





$$L_{\max} = 4.0 \text{ m}, E = 10818.86 \text{ MPA}, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.0^4}{10818.86 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.36 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (36\text{cm}, 70\text{cm}, 20\text{cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée, on prend :  **$h_r = 70\text{cm}$** .

**VI.4.1.1 Calcul de surface minimale du radier:**

La surface du radier est déterminé en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

$$N_{ser} = G + Q = \mathbf{31390.41\text{KN}}$$

$$\sigma_s = 2.0 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \mathbf{31390.41 / 150 = 209.26 \text{ m}^2}$$

L'emprise totale nécessaire est de :  $209.26\text{m}^2$

$$S_{bat} = 398.35\text{m}^2 > S_{rad} = 209.26 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$S'$  : la surface final du radier.

$S$  : surface totale du bâtiment

$D$  : débordement

$L_x$ : longueur en plan (25.70 m)

$L_y$ : largeur en plan (15.50 m)

**VI.4.1.2 Calcul de débordement D:**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\grave{u}: } h_r = 70\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (35; 30 \text{ cm}).$$

On prend  $D = 0.5 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$$S' = 398.35 + 0.5 \times 2 \times (25.70 + 15.50) = \mathbf{439.55 \text{ m}^2}.$$



#### **VI.4.2 Vérification au poinçonnement:**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

(Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

$N_u$  : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau(20) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante 2201.78KN.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(4.0 + 0.2 + 2 \cdot 0.7) = 11.2$$

$h$  : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 2201.78 \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 5880 \text{KN} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

#### **VI.4.2.1 Vérification de la stabilité du radier:**

##### **a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier :  $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

$N$  : effort normal dû aux charges verticales

$N_{radier}$ : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 31390.41 \text{KN}$$

$$N_{radier} = 439.55 \cdot 0.7 \cdot 25 = 7692.12 \text{KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 31390.41 + 7692.12 = 39082.53 \text{KN}.$$

$$\sigma = \frac{39082.53}{439.55} = 88.91 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$$



**b.Vérification a l'effort de sous pression:**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha .\gamma .h .S$$

avec:

**W**: poids total du bâtiment à la base du radier

**α**: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5)

**γ**: poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/ m<sup>3</sup>).

**h**: profondeur de l'infrastructure (h = 1.5 m).

**S**: surface de radier (S = 439.55 m<sup>2</sup>).

W	17532.383 KN
α .γ .h .S	9889.87
<b>W ≥ α .γ .h .S</b> .....(CV)	

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

**VI.4.2.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER:**

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) :

$$X = \sum Si \times Xi / \sum Si = 13.35 \text{ m}$$

$$Y = \sum Si \times Yi / \sum Si = 8.23 \text{ m}$$

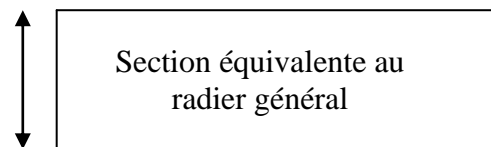
➤ **Calcul de section rectangulaire équivalente:**

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 26108.52m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 9922.46m^4$$

$$a \times b = 439.55m^2 \text{ donc: } a = 16.46m. \text{ et } b = 26.70 \text{ m}$$

16.46 m



26.70 m

**Vérification au renversement du au séisme :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit avoir :  $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$



$$M_R = \sum F_{Ki} H_K + T_0 Z$$

$$M_S = \frac{N_G L}{2}$$

$M_R$  : moment de renversement dû aux forces sismiques ;

$M_S$  : moment stabilisant sous l'effet du poids propre ;

$T_0$ : effort tranchant à la base ;

$Z$  : profondeur d'ancrage pris égal à 0.8 m ;

$N_G$ : poids propre de la structure (sans surcharges) ;

Le poids total de la structure est :

$$NG = G_{structure} + G_{radier} = 17532.383 + 7692.12 = 25222.45 \text{ t}$$

Sens longitudinal			Sens transversal		
$M_{Sx}$ (t.m)	$M_{Rx}$ (t.m)	$C_s$	$M_{Sy}$ (t.m)	$M_{Ry}$ (t.m)	$C_s$
234057.1	16559.	14.13>	1358759.	656065.	20.88>
3	89	1.5	68	76	1.5

Donc en ce qui concerne le rapport du moment stabilisant au renversement on constate qu'il

n'y a pas de risque de renversement.

#### **VI.4.2.3 Vérification de la stabilité du radier :**

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$e$  : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

$N$  : Charge verticale permanente. (  $N = 0.8G + E$  )

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	$N(t)$	$M_x(t.m)$	$M_y(t.m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$L_x/4$	$L_y/4$	Obs.
<b>0.8G + E</b>	<b>2014.22</b>	<b>16559.89</b>	<b>656065.76</b>	<b>8.22</b>	<b>32.30</b>	<b>6.67</b>	<b>4.11</b>	<b>CV</b>

**Tableau** : Résultats de calcul de la stabilité du radier



#### VI.4.2.4 Diagramme trapézoïdal des contraintes:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} \quad 0222$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

$$S_{\text{rad}} = 439.55 \text{m}^2$$

$$V_x = 13.35 \text{m}$$

$$V_y = 8.23 \text{m}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (t)	<b>2014.22</b>	<b>1731.23</b>
M (t.m)	<b>16556.89</b>	<b>65065.76</b>
$\sigma_1$ (t/m)	<b>13.04</b>	<b>9.32</b>
$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	<b>3.88</b>	<b>1.46</b>
$\sigma_m$ (t/m <sup>2</sup> )	<b>10.75</b>	<b>55.92</b>

Sens (X-X) :  $\sigma_m = 10.75 \text{ (t/m}^2\text{)} < \sigma_{\text{sol}} = 15 \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(CV)}$

Sens (Y-Y) :  $\sigma_m = 7.35 \text{ (t/m}^2\text{)} < \sigma_{\text{sol}} = 15 \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(CV)}$

#### VI.5 FERRAILLAGE DU RADIER :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$

qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- **Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  **$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$**

- Dans le sens de la grande portée :  **$M_y = \mu_y \cdot M_x$**

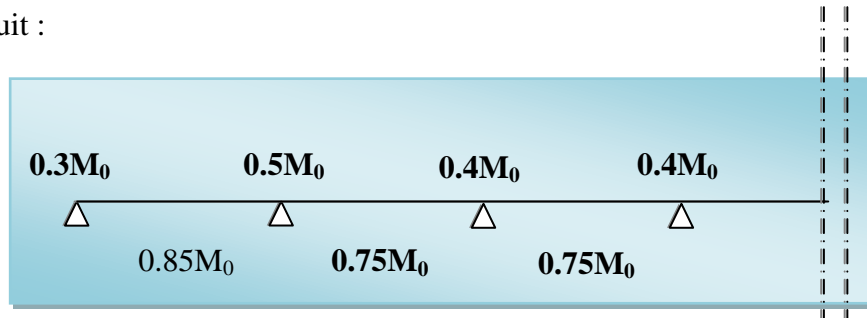


Tel que :

$\mu_x$  ;  $\mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :



• **Si le panneau intermédiaire.**

**Sur travail**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

**Sur appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$$

• **Si le panneau de rive**

**Sur travail**

$$M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

**Sur appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.



### VI.5.1 Calcul des moments fléchissant :

ELU :	ELS :
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$  $S_{rad} = 439.55$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$  $S_{ser} = 439.55$
$q_u = 148.60 \text{ KN/m}$	$q_{ser} = 68.50 \text{ KN/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du  $4.0 \times 3.8$

a) l'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 148.60 \text{ KN/m}$

$\alpha = 3.8/4.0 = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0410$$

$$\mu_y = 0.888$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0410 \times 148.60 \times 3.8^2 = 87.97 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.888 \times 148.60 = 131.95 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 87.97 = 74.77 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 131.95 = 112.15 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \Rightarrow 0.3 \times 87.97 = 26.39 \text{ KN.m/ml.}$$

#### VI.5.1.1 Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$



	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M (KN.m)</b>	26.39	74.77	26.39	112.15
<b>M</b>	0.0042	0.012	0.0042	0.018
<b>A</b>	0.0052	0.015	0.0052	0.022
<b>B</b>	0.997	0.994	0.997	0.990
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.15	3.27	1.15	4.93
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.96	7.96	7.96	7.96
<b>Choix des barres</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	10.78	10.78	10.78	10.78
<b>Espacement (cm)</b>	14	14	14	14

b) P'ELS :  $v = 0.2$  ;  $q_u = 68.50$  KN/m

$\alpha = 3.8 / 4.0 = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0483$$

$$\mu_y = 0.923$$

donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0483 \times 68.50 \times 3.8^2 = 47.77 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.923 \times 68.50 = 63.22 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 47.77 = 40.60 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 63.22 = 53.74 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \Rightarrow 0.3 \times 47.77 = 14.33 \text{ KN.m/ml.}$$





**VI.5.1.2 Calcul des armatures:**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>M (KN.m)</b>	14.33	40.60	14.33	53.74
<b>M</b>	0.0023	0.0065	0.0023	0.0086
<b>A</b>	0.0028	0.0081	0.0028	0.0107
<b>B</b>	0.995	0.996	0.995	0.995
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	6.27	1.77	6.27	2.35
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.96	7.96	7.96	7.96
<b>Choix des barres</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA14</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	10.78	10.78	10.78	10.78
<b>Espacement (cm)</b>	14	14	14	14

**VI.5.2 Vérification au cisaillement :**

$\tau \leq \tau = 0.05 \cdot f_c \cdot 28$

$\tau_u = V / b_0 \cdot d$

$V_u = q_u \times l / 2 = 126.192 \times 4.6 / 2 = 13015N$

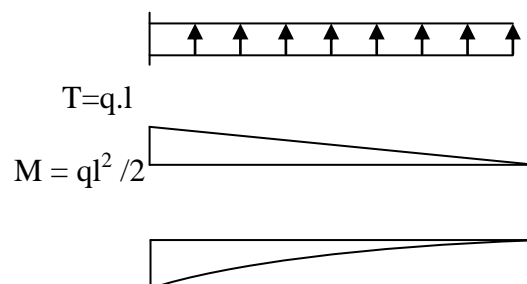
$\tau_u = 13015 / 1000 \times 6600 = 0.0019 \text{ MPA}$

$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots C.V$

**VI.5.3 ETUDE DU DEBORD DU RADIER :**

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm.

<b>b(cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>d(cm)</b>	<b>L(cm)</b>	<b>qu KN/m</b>	<b>qs KN/m</b>
100	70	66	50	148.60	68.50





❖ I'ELU :

$$Mu = qu \cdot l^2 / 2 = 8.16 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	M	A	$\beta$ (m)	As (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>mi</sub> n
8.16	0.0 02	0.00 25	0.99 9	1.18	7.96

❖ I'ELS

$$Mser = qser \cdot l^2 / 2 = 8.56 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	M	A	$\beta$ (m)	As (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>mi</sub> n
8.56	0.0 013	0.00 16	0.99 9	0.37	7.96

Donc  $A_s = \max( A_{su}, A_{sser}, A_{Smin} )$ .

$$A_s = 7.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit 6HA14 /ml avec un espacement 20 cm.

**VI.5.4 Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau = 0.05 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_u = V / b_0 \cdot d$$

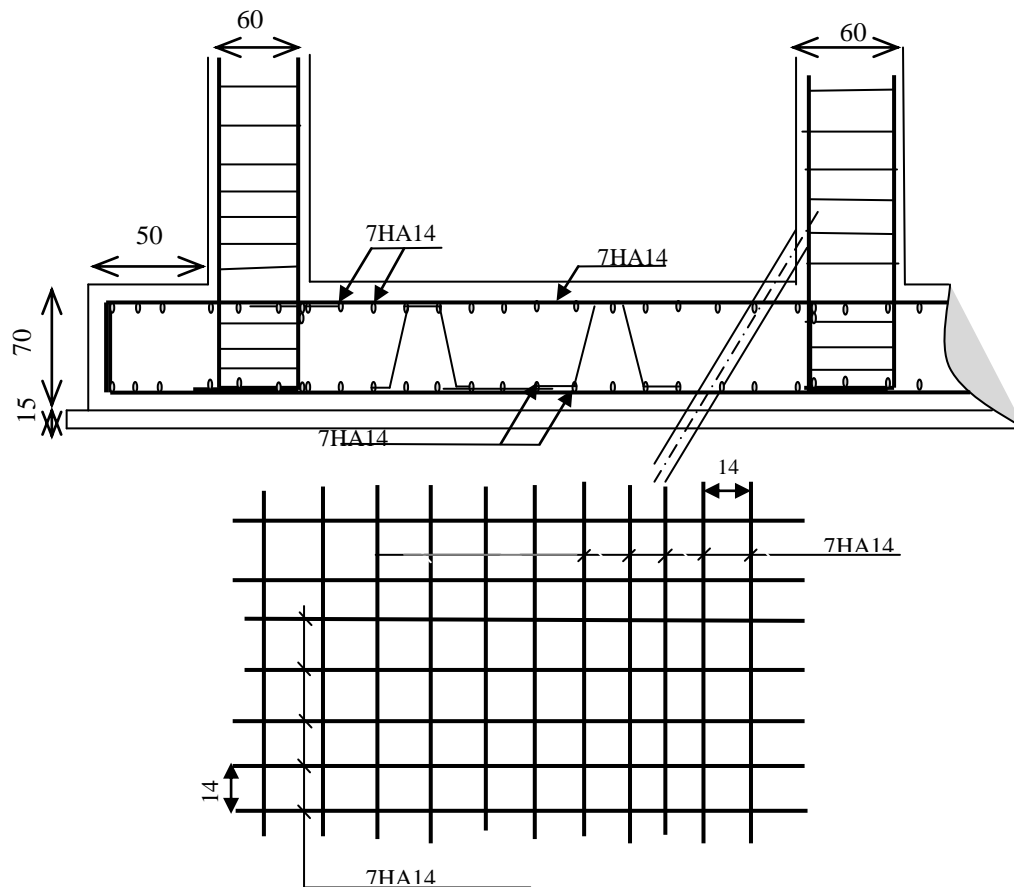
$$Vu = qu \times l / 2 = 8.56 \times 1 / 2 = 214 \text{ N}$$

$$\tau_u = 214 / 1000 \times 6600 = 0.000032 \text{ MPA}$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$



**VI.6 Schéma du ferrailage :**



**Ferrailage du radier**



### VI.3.7 Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.77 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

\* Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

\* Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 114.25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 109.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinal (x-x):

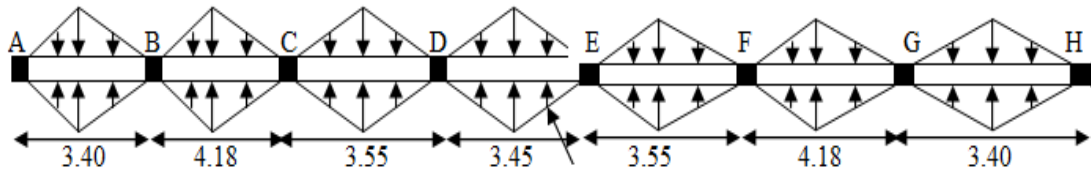
$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

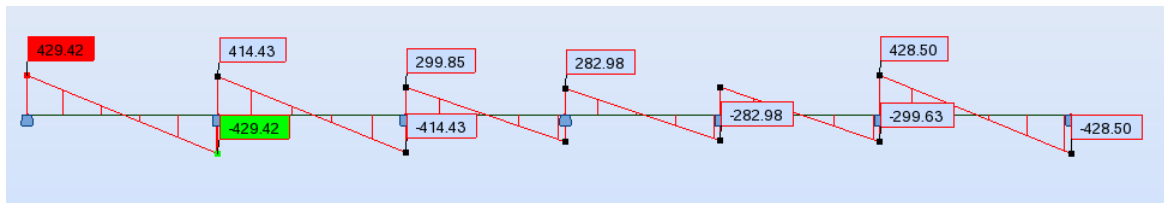
$$P = P_1 + P_1'$$



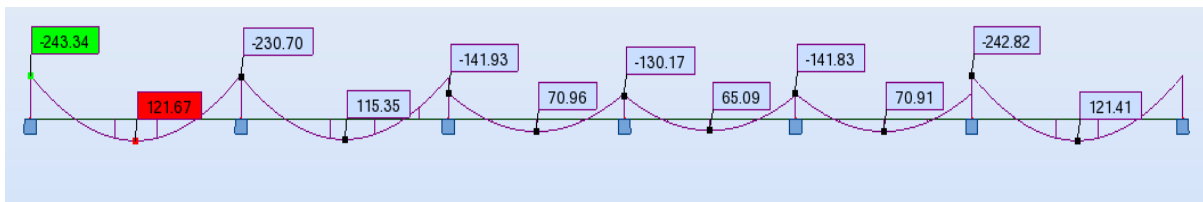
**ELU :**



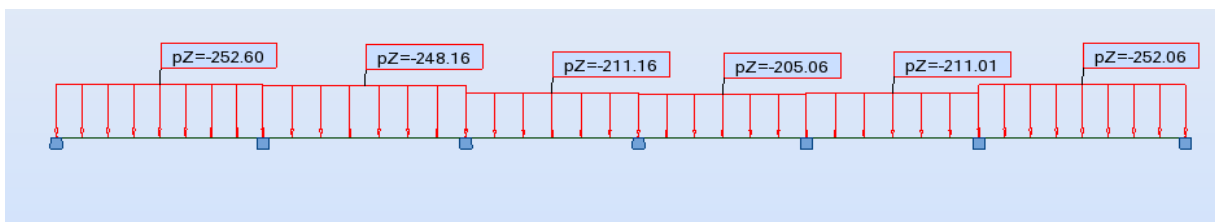
**Fig VI. 7:** Sollicitations sur les nervures longitudinale.



**Fig VI.8 :** Diagramme de tranchant.



**Fig VI.9 :** Diagramme de moment.



**Fig VI.10 :** Diagramme de charge.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.40	3.40	252.6	243.34	230.70	1.67	121.67
B-C	4.18	3.34	248.16	230.70	230.70	1.7	115.35
C-D	3.55	2.84	211.01	230.70	130.17	1.50	70.96
D-E	3.45	2.76	205.06	130.17	141.83	7.53	65.09
E-F	3.55	2.84	211.01	141.83	242.82	1.89	70.91
F-G	4.18	3.34	248.16	242.41	242.41	1.7	121.41

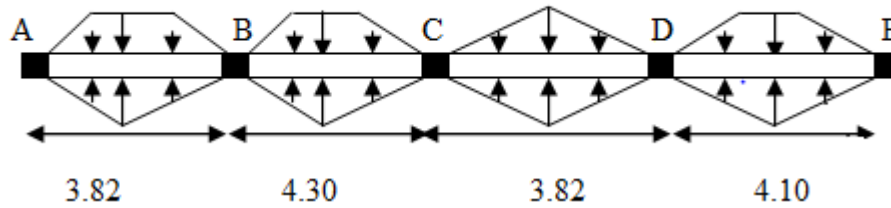


- Sens transversal (y-y):

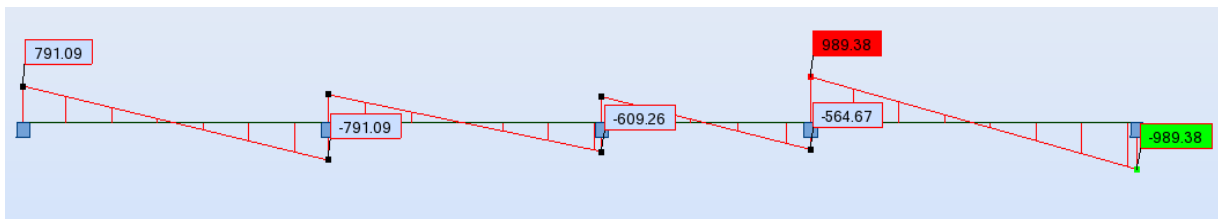
$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_2' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

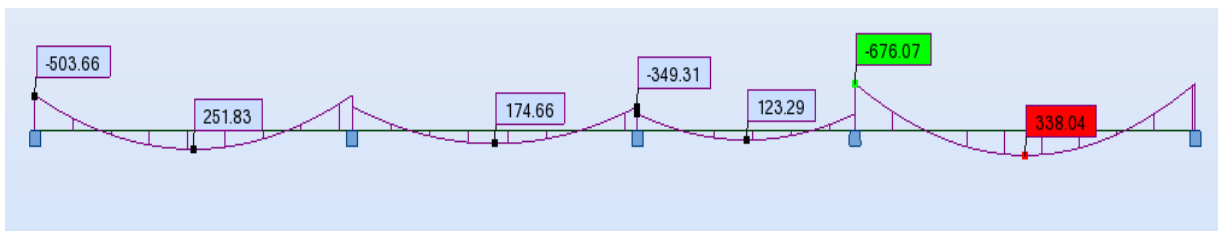
$$P = P_2 + P_2'$$



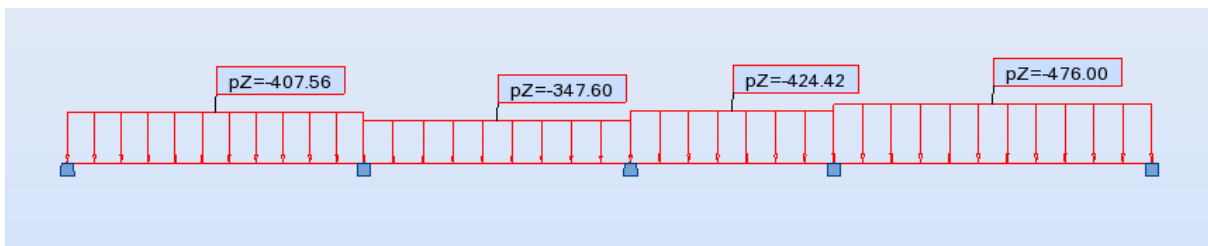
**Tableau VI.4** Sollicitations de la nervure dans le sens transversal



**Fig VI.11** : Diagramme de tranchant.



**Fig VI.12** : Diagramme de moment.



**Fig VI.10** : Diagramme de charge.



Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.82	3.82	424.42	503.66	503.66	2.05	251.83
B-C	4.30	3.44	347.6	503.66	349.31	1.79	174.66
C-D	3.82	2.62	307.56	349.31	676.07	2.58	123.29
D-E	4.10	4.10	476	676.07	676.07	2.05	338.04

**Tableau VI.5** Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

### VI.3.5 Ferrailage :

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 66 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Sens	Localisation	$M_u (KNm)$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
X-X	Travée	121.67	25.10	3.58	8T20=25.13
	Appui	242.41	10.66	3.58	6T16=12.06
Y-Y	Travée	338.04	14.71	3.58	8T16=16.08
	Appui	676.07	25.05	3.58	8T20=25.13

**Tableau VI.5** Résumé des résultats.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 3.65 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.12 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

➤ Armatures transversales : **Béton Armé IUP GCI3** (Article 3.2.1)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(20; 15; 16) = 15 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 15 \text{ mm.}$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(17.5; 12; 16) = 12 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 12 \text{ cm.}$$

**ELS :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.40	3.40	126.3	121.67	115.35	1.7	60.83
B-C	4.18	3.34	124.08	115.35	115.35	1.67	57.67
C-D	3.55	2.84	105.50	115.35	65.08	1.56	35.48
D-E	3.45	2.76	102.53	65.08	70.91	1.68	32.54
E-F	3.55	2.84	105.50	70.91	121.41	1.89	35.45
F-G	4.18	3.34	126.3	60.70	60.70	1.7	60.70

- Sens transversal (y-y):

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t (KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3.82	3.82	212.21	251.83	251.83	1.7	125.91
B-C	4.30	3.44	173.8	251.83	174.65	1.54	87.33
C-D	3.82	2.62	153.78	174.65	338.03	2.02	61.64
D-E	4.10	4.10	238	338.03	338.03	1.7	169.01

**Tableau VII.5** Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

**VI.3.5 Ferrailage :**

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 66 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Sens	Localisation	$M_u (KNm)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
X-X	Travée	121.67	21.80	3.58	7T20=21.99
	Appui	60.83	25.3	3.58	8T20=25.13
Y-Y	Travée	169.01	7.43	3.58	4T16=8.04
	Appui	338.03	14.71	3.58	8T16=16.08

**Tableau VI.5** Résumé des résultats.





- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 4.00 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.13 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

- Armatures transversales : **Béton Armé IUP GCI3** (Article 3.2.1)

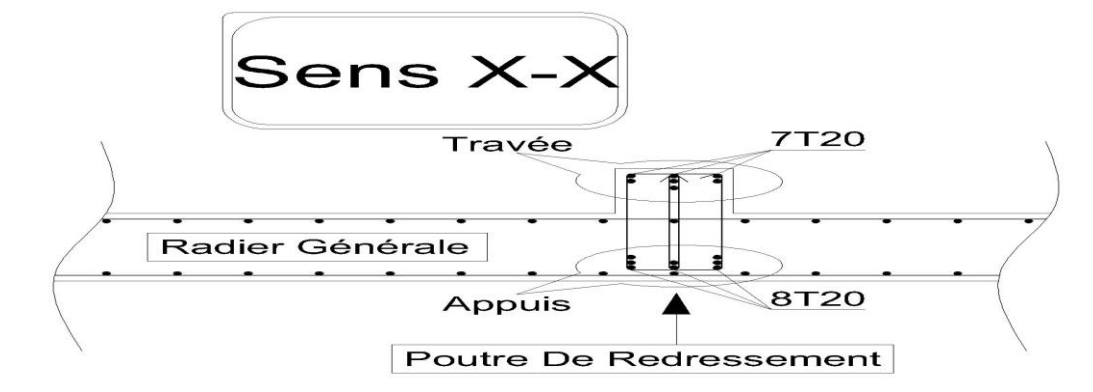
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(20; 15; 16) = 15 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 15 \text{ mm.}$$

- Espacement des aciers transversaux :

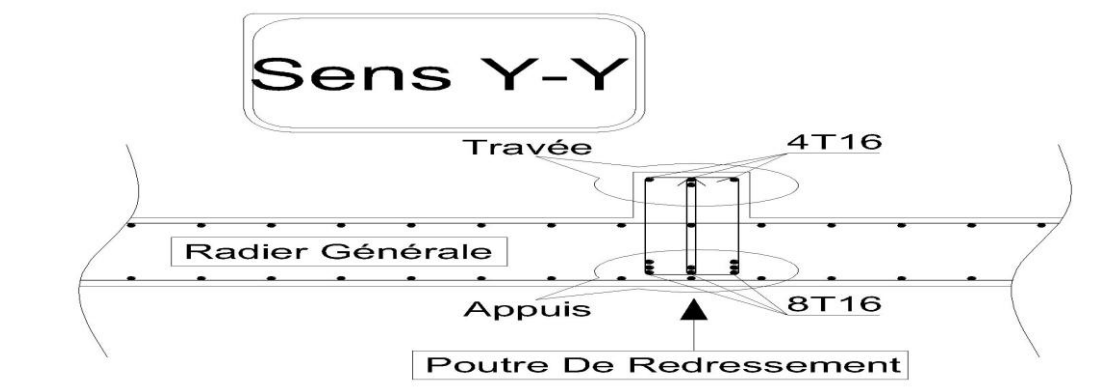
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(17.5; 12; 16) = 12 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 12 \text{ cm.}$$

### VI.3.6 Schéma de ferrailage :

#### Sens x-x :



#### Sens y-y :



## **Conclusion :**

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques, de prendre connaissance des différents règlements en vigueur et de les appliquer sur un cas réel.

Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé, de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être des bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

# Bibliographie

## Règlements :

- **BAEL 91** : Béton arme aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme 93.
- **RPA 99 version 2003** : Règles parasismiques algériennes 99

## Cours :

- Cours de béton (3<sup>ème</sup> année licence).
- Cours de Résistance Des Matériaux .
- Cour de Dynamique Des Structures .
- Cour de bâtiment .
- Conception et calcul de structure soumises aux séismes.

# ANNEXE

### VIII/ CONCLUSION :

Au terme de cette étude géotechnique, nous pouvons en conclure que le terrain destiné à recevoir les 06/583 logements sociaux locatifs programme de l'éducation à M'Lili est constructible.

- ⚡ La prospection par sondages carottés a révélé un sol constitué essentiellement par un sable fin.
- ⚡ A la lumière des résultats obtenus par la campagne des essais in-situ (02 sondages carottés + 03 points PDL) et les essais de laboratoire, nous vous préconisons ce qui suit :
  - Un mode de fondation superficielle sur **semelles radier générale** ancrées à une profondeur minimale de **1.50 m** par rapport au terrain fini.
  - Prendre un taux de travail admissible  **$Q_{adm} = 1,50 \text{ bar}$** .
  - Eviter toute infiltration d'eau sous l'emprise des blocs en prévoyant un dallage périphérique assez large avec une pente vers l'extérieur.
  - Compacter bien les fonds de fouille avant de couler le béton de propreté.
  - Eviter les plantations à racines rampantes à proximité des blocs.
  - La canalisation doit être étanche.
  - L'analyse chimique a indiqué un sol très fortement agressif, l'utilisation d'un ciment spécial résistant aux sulfates (HTS ou CRS) s'avère indispensable et le béton employé doit posséder une bonne compacité.

**Projet : 300 logements sociaux participatifs -Ain**

Date début : 2009  
 Date fin : 2009  
 Profondeur forée (m) : 6  
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Boue de forage :  
 Type forage :  
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				N ou R/GD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100									
-0.20	0.20												Terre de recouvrement.	
0.5													Sable fin.	
1.0														
1.5														
2.0														
2.5														
3.0							116							
3.5														
4.0														
4.5														
5.0														
5.5														
6.0	-6.00 6.00												Fin du forage à une profondeur de 6 m.	
6.5														
7.0														
7.5														
8.0														
8.5														

REMARQUES :

TYPE D'ÉCHANTILLON :

- CF : Carotte forée
- TM : Tube à paroi mince
- PC : Tube à paroi épaisse
- CP : Tube carotier
- TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

- AG : Analyse granulométrique
- DI : Diélectrométrie
- L : Unités d'Atterberg (LL, PL)
- W : Teneur en eau
- Pv : Poids volumique (G<sub>s</sub>, G<sub>m</sub>)
- AG : Analyse chimique
- CG : Classification granulométrique
- TP : Classification Titimal
- PC : Résistance à la compression
- CEB : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- P : Perte à l'émoussement

Préparé par :

Vérifié par :

09/12/2009

Page : 1 de 1

**Projet : 300 logements sociaux participatifs - Ain Benian**

Date début : 2009  
 Date fin : 2009  
 Profondeur forée (m) : 6  
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Boue de forage :  
 Type forage :  
 Foreuse :

Etat des échantillons :  
 Intact  Remanié  Perdu  Carotte

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				N ou RGID	Tubage	Type et Numéro	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		30	50	75	100									
0,5	-0,50											Terre de recouvrement.		
0,50	0,50											Sable limoneux.		
1,0	-1,00											Sable fin.	Pv-AG-W-AC	
1,00	1,00													
1,5														
2,0														
2,5														
3,0														
3,5														
4,0														
4,5														
5,0														
5,5														
6,0	-6,00											Fin du forage à une profondeur de 6 m.		
6,00	6,00													
6,5														
7,0														
7,5														
8,0														
8,5														

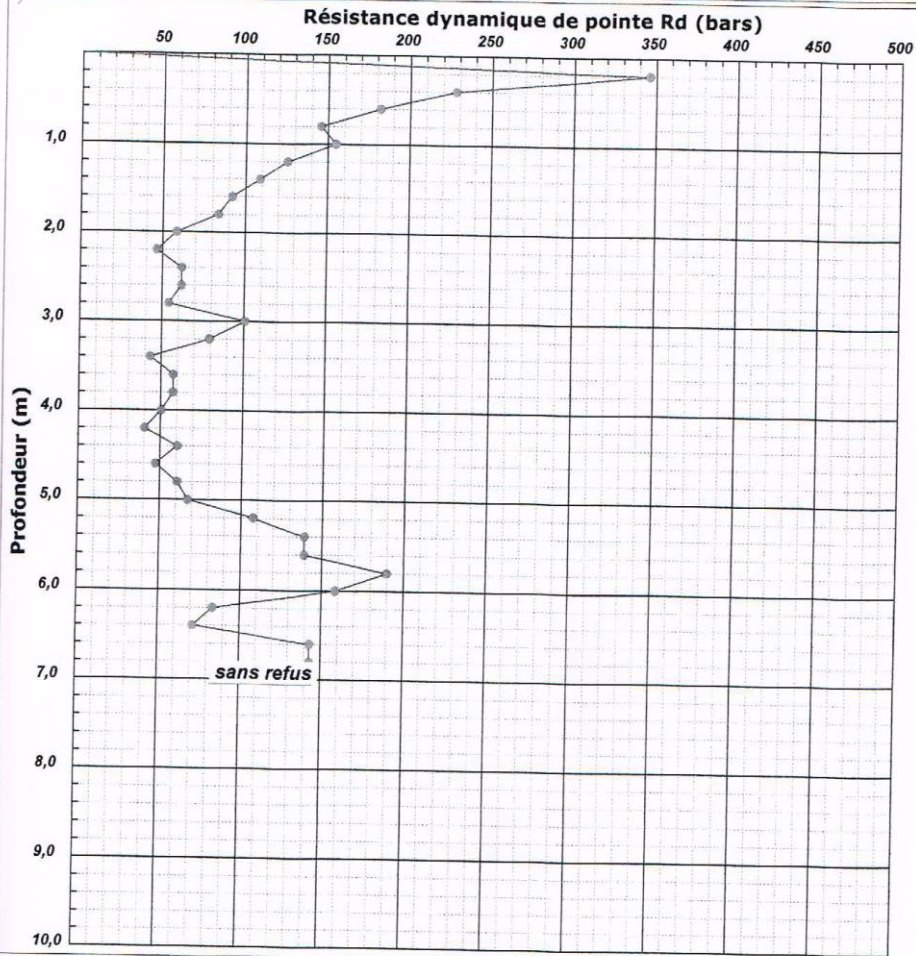
REMARQUES :	TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotte forée TM : Tête a spirale PC : Tête a position fixe CP : Tête carotte TO : Tête ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Géométrie L : Unité d'Analyse (VOLUP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique-Gé. Gr. AC : Analyse chimique CID : Cisaillement circulaire TR : Cisaillement Triaxial Pc : Résistance à la compression GED : Essai géométrique GL : Conteneur filtré P : Permeabilité
Préparé par :	Vérifié par :	09/12/2009



INTITULE : 300 logements sociaux participatifs -Ain Benian

### PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: SP02



#### Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg  
Hauteur de chute (H) : 50 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 6,115 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$